

ARMIERTER BETON.

1914. JANUAR.

INHALT:

Der Langwieser Viadukt. Von Oberingenieur H. Schürch (Straßburg i. E.). S. 1.
Die Festhalle in Breslau. Von Stadtbauspektor Dr.-Ing. Trauer (Breslau) und Direktor Professor Dr.-Ing. Gehler (Dresden). Teil II. S. 8.
Der Eingelenkbogen. Von Ingenieur Wieser (Triest). S. 16.
Dimensionierung rechteckiger auf Biegung und Normalbelastung beanspruchter Eisenbetonquerschnitte. Von Ingenieur N. J. Nielsen (Kopenhagen). S. 19.
Eisenbeton im Meerwasser. Von Dr.-Ing. Anton Hambloch (Andernach). S. 23.

Über die Verwendung von Baukabelkranen im Beton- und Eisenbetonbau. Von H. Ostertag (Berlin). S. 27.
Erlaß des Berliner Polizei-Präsidiums für Eisenbetonrippendecken. S. 32.
Literaturschau. Bearbeitet von Regierungsbauführer Dipl.-Ing. M. Busch (Dresden). S. 35.
Wirtschaftliche Rundschau. S. 44.
Verschiedene Mitteilungen. S. 44. — Mitteilungen über Patente. S. 45. — Bücherbesprechungen. S. 47. — Neue Bücher. S. 48.

DER LANGWIESER VIADUKT.

Von Oberingenieur H. Schürch
in Fa. Ed. Züblin & Cie., Straßburg i. E.

Unter dem Vorbehalt, später eine eingehendere Veröffentlichung über Konstruktion, Berechnung und Ausführung dieses Viaduktes zu bringen, der nach seiner Fertigstellung eines der größten und kühnsten bisher gebauten Bauwerke in Eisenbeton darstellen wird, geben wir im nachfolgenden eine kurze Beschreibung der Brücke.

Sie liegt im Zuge der neuen elektrischen Bahn Chur-Arosa (Schweiz), welche auf derselben unmittelbar unterhalb des Dorfes Langwies das Tal der Plessur und des Sapünnerbaches gerade an der Stelle, wo diese beiden Wildbäche zusammenfließen, überschreitet.

Der Mangel an geeigneten Bausteinen und der infolge der schlechten Zufuhrwege sehr schwierige Transport langer eiserner Gurtungsstücke einerseits, sowie das Vorhandensein von gutem Kies- und Sandmaterial auf der Baustelle andererseits, führten zur Wahl von Eisenbeton als Baumaterial für diese Brücke. Anfänglich hatte die Aufsichtsbehörde, welche den Entwurf zu genehmigen hatte, das schweizerische Eisenbahndepartement, Bedenken gegen die Anwendung des Eisenbetons für ein Bauwerk von so großen Abmessungen. Schließlich gelang es aber der ausführenden Ingenieurfirma Ed. Züblin & Cie., welche sowohl den Entwurf, wie die sehr sorgfältigen statischen Berechnungen zu demselben ausgearbeitet hat, doch, mit Rücksicht auf die weitgehenden von ihr gebotenen Garantien, die Genehmigung für die Ausführung in Eisenbeton zu erhalten.

Die Brücke übersetzt das Tal (s. Fig. 1) mit einem Hauptbogen von 96 m lichter Weite, 100 m Stützweite und einer theoretischen Pfeilhöhe von 42 m. An diesen Hauptbogen schließen sich zu beiden

Seiten je 4 kleinere Öffnungen von 14,7 m Lichtweite an. Auf der Seite gegen Langwies wurden dann nachträglich außerhalb des Endwiderlagers zum Ersatz eines dort vorgesehenen Dammes noch 3 weitere Öffnungen angefügt, und zwar zwei von 13 m Lichtweite und eine von 10 m Lichtweite (s. Fig. 3). Da die Bodenverhältnisse dies zuließen, wurde der Hauptbogen als eingespannter Bogen ausgebildet. Für die Überdeckung der Seitenöffnungen dagegen wurden kontinuierliche Balken gewählt, weil die bedeutende Höhenlage der Fahrbahn über dem Terrain eine schubfreie Konstruktion wünschenswert erscheinen ließ, und die hohen Zwischenpfeiler genügend elastisch sind, um die Dilatation der Fahrbahn zuzulassen; letztere ist außerdem über den Doppelpfeilern durch Dilatationsfugen getrennt. Das Objekt ist infolge seiner Höhenlage auf 1320 m über Meer großen Temperaturschwankungen ausgesetzt, daher mußte auf die Dilatationsmöglichkeit besonders Rücksicht genommen werden.

Der Bogen (s. Fig. 2) besteht aus 2 Rippen, deren Höhe im Scheitel 2,10 m beträgt und deren Breite von je 1 m im Scheitel, den seitlichen Anzügen entsprechend, gesetzmäßig vom Scheitel gegen die Kämpfer hin zunimmt. Die beiden Bogenrippen sind durch biegezugsfeste Riegel miteinander verbunden (s. Fig. 2). Infolge des großen Pfeils des Hauptbogens ergaben sich trotz des gespreizten Bogenquerschnittes nur geringe Zusatzspannungen aus den Temperaturschwankungen und Schwind-einflüssen.

Zwecks Erzielung einer größeren Stabilität erhält das ganze Bauwerk einen seitlichen Anzug, der sich auch in das aufgelöste Bogenwiderlager fortsetzt. Die Fahrbahn hat zwischen den Gelän-

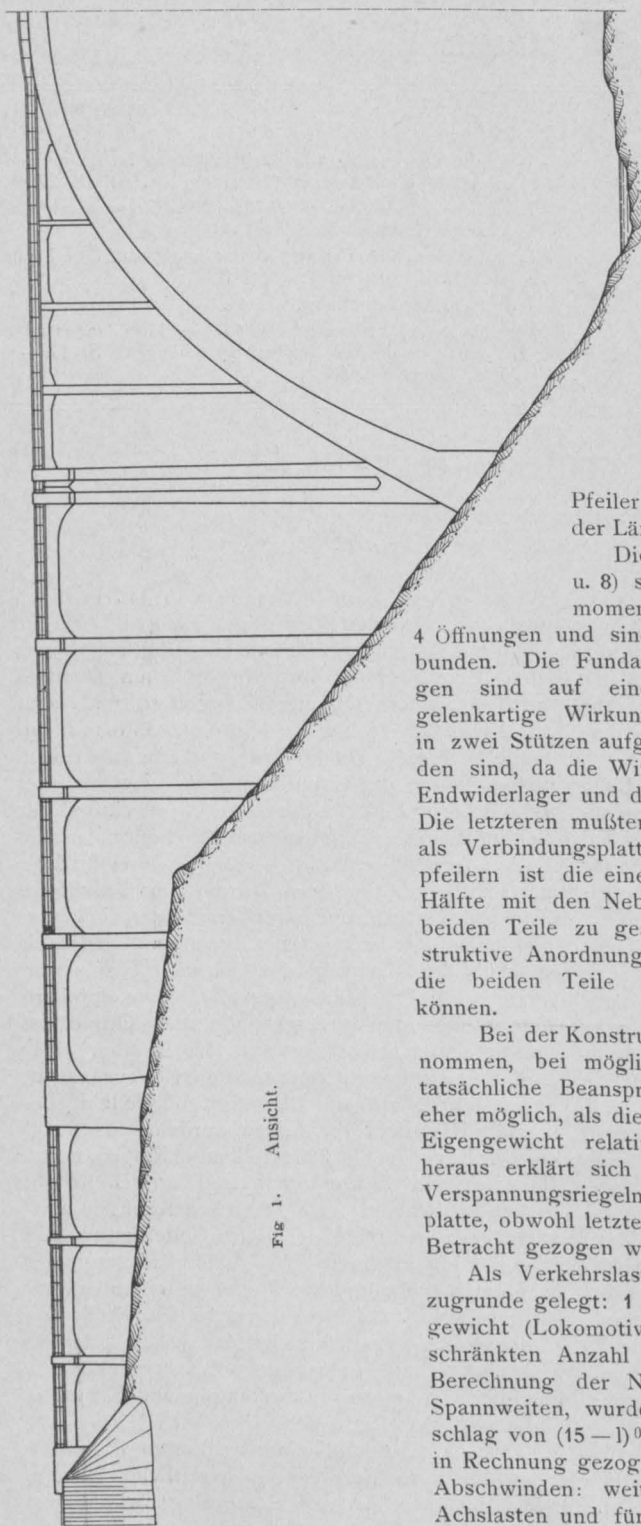


Fig. 1. Ansicht.

dern eine Breite von 4 m, wovon beidseitig je 70 cm auf die Gehwege entfallen. Die Fahrbahndecke wird durch eine 30 cm starke Schotterschicht gebildet, die durch eine Sandschicht von der mit Zementglattstrich versehenen und isolierten Fahrbahnplatte getrennt ist. Die Fahrbahnplatte ist zwischen Quertträger gespannt, von denen diejenigen über den Pfeilern zwecks besserer Querversteifung eine größere Höhe erhalten.

Die Längsträger des Aufbaues über dem großen Bogen laufen kontinuierlich über 4 Öffnungen und sind einerseits im Scheitel mit dem Bogen, andererseits mit den Pfeilern verbunden. Da die Verbindung mit dem Bogen in wagrechtem Sinne unverschieblich ist, mußten die Pfeiler genügend elastisch sein, um die Dilatation der Längsträger zu gestatten.

Die Hauptträger der Seitenöffnungen (s. Fig. 7 u. 8) sind Balken mit veränderlichem Trägheitsmoment; sie gehen ebenfalls kontinuierlich über 4 Öffnungen und sind mit ihren Stützen ebenfalls elastisch verbunden. Die Fundamentflächen der Pfeiler der Nebenöffnungen sind auf einen schmalen Streifen reduziert, um eine gelenkartige Wirkung zu erzielen. Die Pfeiler selbst wurden in zwei Stützen aufgelöst (s. Fig. 7), die durch Riegel verbunden sind, da die Windkräfte durch die Fahrbahn direkt auf das Endwiderlager und die großen Doppelpfeiler übertragen werden. Die letzteren mußten daher statt der Riegel eine volle Wand als Verbindungsplatte erhalten (s. Fig. 8). Von den Doppelpfeilern ist die eine Hälfte mit der Bogenfahrbahn, die andere Hälfte mit den Nebenöffnungen verbunden, um jedem dieser beiden Teile zu gestatten, für sich zu dilatieren. Durch konstruktive Anordnung ist dafür gesorgt, daß sich andererseits die beiden Teile in der Querrichtung nicht verschieben können.

Bei der Konstruktion der Brücke wurde darauf Bedacht genommen, bei möglichster Materialersparnis möglichst geringe tatsächliche Beanspruchungen zu erhalten. Dies war um so eher möglich, als die Verkehrslasten natürlich im Verhältnis zum Eigengewicht relativ niedrige sind. Aus diesem Bestreben heraus erklärt sich auch die Wahl von zwei Bogenrippen mit Verspannungsriegeln an Stelle einer durchgehenden Gewölbeplatte, obwohl letztere Querschnittsform auch sehr eingehend in Betracht gezogen worden war.

Als Verkehrslasten für die Berechnung der Brücke wurden zugrunde gelegt: 1 Zug von 2 Lokomotiven von je 65 t Dienstgewicht (Lokomotiven der Rhätischen Bahn) mit einer unbeschränkten Anzahl einseitig angehängter Güterwagen. Für die Berechnung der Nebenträger und Platte, sowie der kleinen Spannweiten, wurde zu diesen Lasten jedoch noch ein Zuschlag von $(15 - 1)\%$ berücksichtigt. Als Nebeneinflüsse wurden in Rechnung gezogen: eine Temperaturänderung von $\pm 15^\circ$, für Abschwinden: weitere -20° , als Bremskraft: $\frac{1}{7}$ sämtlicher Achslasten und für Winddruck: 100 kg/m^2 für die belastete und 150 kg/m^2 für die unbelastete Angriffsfläche. Der Elasti-

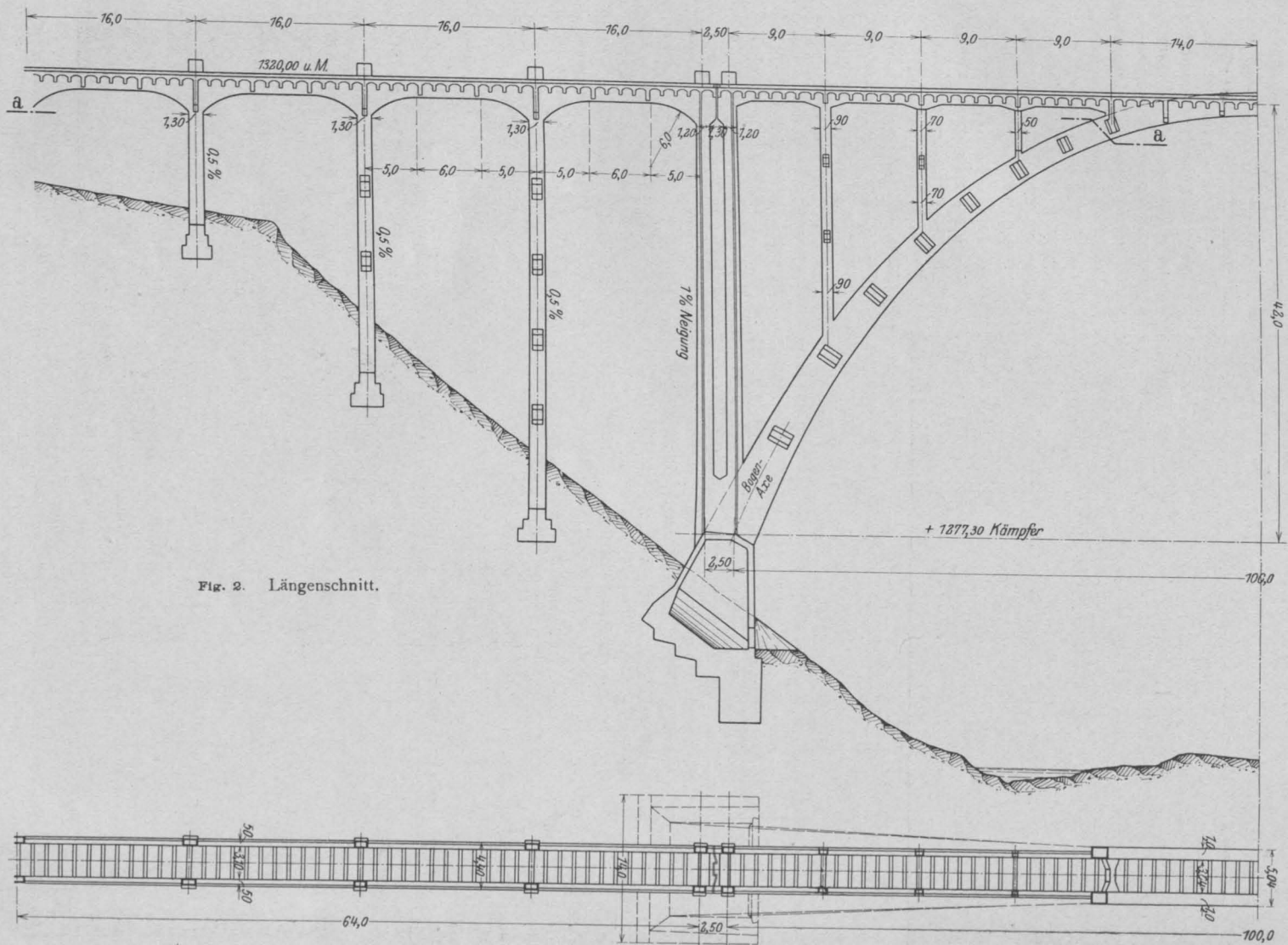




Fig. 3.

Nebenöffnungen auf Seite gegen Langwies, taleinwärts gesehen.
Bauzustand am 22. Juli 1913.

zitätsmodul wurde angenommen zu $E = 2000000 \text{ t/m}^2$,

das Verhältnis $\frac{E_e}{E_b} = 15$.

Als zulässige Maximalbeanspruchungen wurden gewählt: $\sigma_e = 35 \text{ kg/cm}^2$ für Eigengewicht und ungünstigste Verkehrslast und $= 45 \text{ kg/cm}^2$ bei Berücksichtigung aller Nebeneinflüsse: Temperatur, Schwinden, Bremskraft, Wind; $\tau = 4 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2$ für Eigengewicht und ungünstigste Verkehrslast und $= 1200 \text{ kg/cm}^2$ bei Berücksichtigung aller Nebeneinflüsse, dabei aber weiter als Bedingung gestellt, daß der auf der Baustelle hergestellte Beton, der mittels einer dort vorhandenen Martensschen Betonpresse täglich kontrolliert und geprüft wurde, folgende Mindestfestigkeiten nach 28-tägiger Lagerung aufweisen mußte:

- a) wenn plastisch eingebracht, mindestens 180 kg/cm^2 ,
- b) wenn erdfeucht eingebracht, mindestens 250 kg/cm^2 .

Die inneren Spannungen wurden für die sämtlichen vorwiegend auf Druck beanspruchten Konstruktionen, wie beim Bogen und bei den Säulen, nach Methode Ritter gerechnet, nach welcher auch der Zugspannungsnachweis

für den Beton bei Biegung erfolgte, während bei allen anderen Konstruktionsgliedern, also den vorwiegend auf Biegung beanspruchten, für die Berechnung der inneren Spannungen und damit auch für die Bemessung der Eiseneinlagen die Methode Christophe maßgebend war. Sehr vorsichtig wurden namentlich auch alle Schubspannungen berechnet, und zwar so, daß sie überall dort, wo sie 4 kg/cm^2 überschreiten, vollständig vom Eisen bzw. von den Bügeln aufgenommen werden, welche dementsprechend sehr reichlich vorhanden sind. Die Berechnung auf Knicken erfolgte nach der Methode Ritter.

Einer besonderen Erwähnung verdient noch das eigenartige Lehrgerüst. Dasselbe besteht in seinem oberen Teil aus einem nach dem Fächersystem ausgeführten Holzgerüst (s. Fig. 5—9), für welches fast ausschließlich Rundholz verwendet wurde, da solches in guter Qualität, großen Längen und zu billigem Preise auf der Baustelle selbst zu beschaffen war. Dieses Holzgerüst

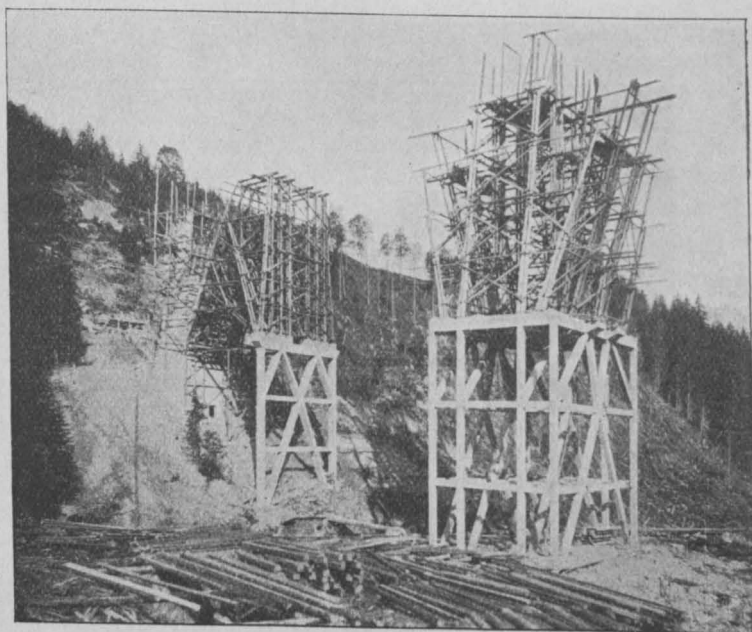


Fig. 4.

Mittlerer Lehrgerüstturm und seitlicher Lehrgerüstpfeiler auf Seite gegen Arosa, Beginn der Montage des Lehrgerüsts, talwärts gesehen. Bauzustand am 23. Juli 1913.

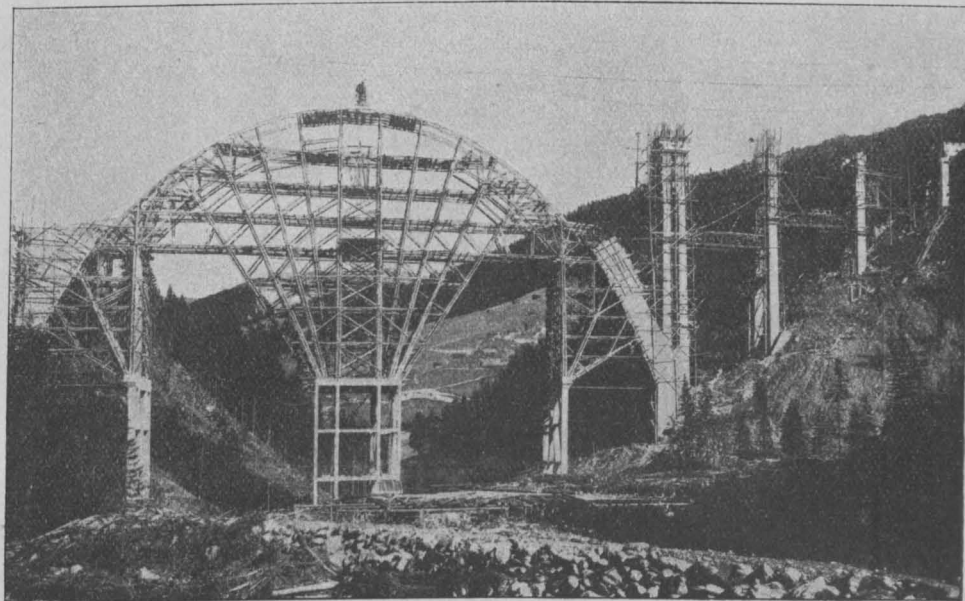


Fig. 5.

Einsetzen des letzten Kranzholzes. Bauzustand am 6. September 1913, talauswärts gesehen.

stützt sich unten auf 3 Eisenbetontürme (s. Fig. 4 u. 5), die als Fachwerke konstruiert sind, ab. Für die Wahl dieser Eisenbetontürme waren folgende Erwägungen maßgebend:

1. Mit Rücksicht auf die große Hochwassergefahr, der das Gerüst zurzeit der Schneeschmelze

ausgesetzt ist, wo die beiden, gerade an der Brückenstelle zusammenfließenden Wildbäche oft ganz enorme Wasser- und Geröllmassen zu Tal bringen, durfte das Tal durch das Gerüst nur möglichst wenig verbaut werden. Aus diesen Gründen war die Wahl des Ständersystems für

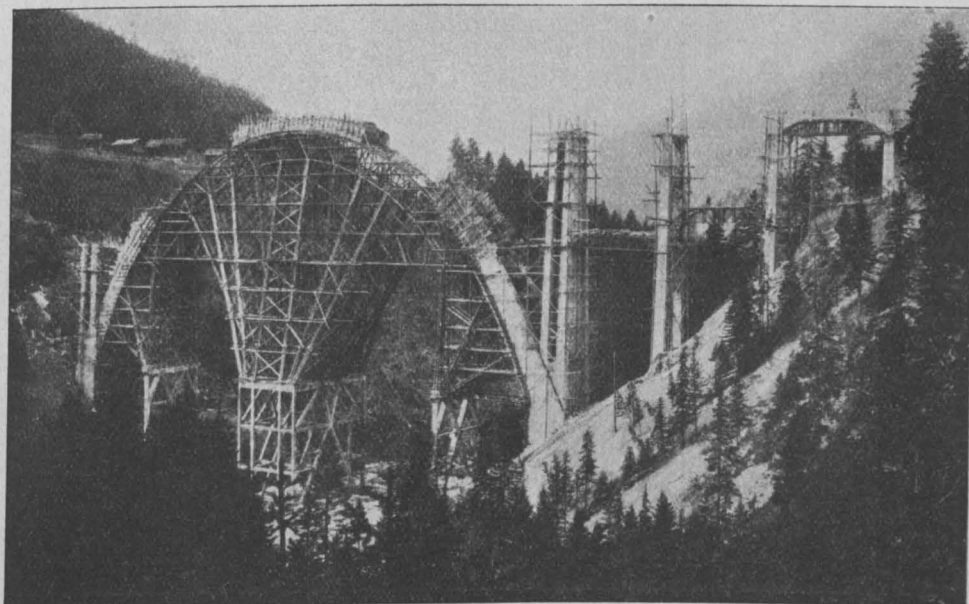


Fig. 6.

Scheitelparte fertig betoniert. Bauzustand am 20. September 1913, talauswärts gesehen.

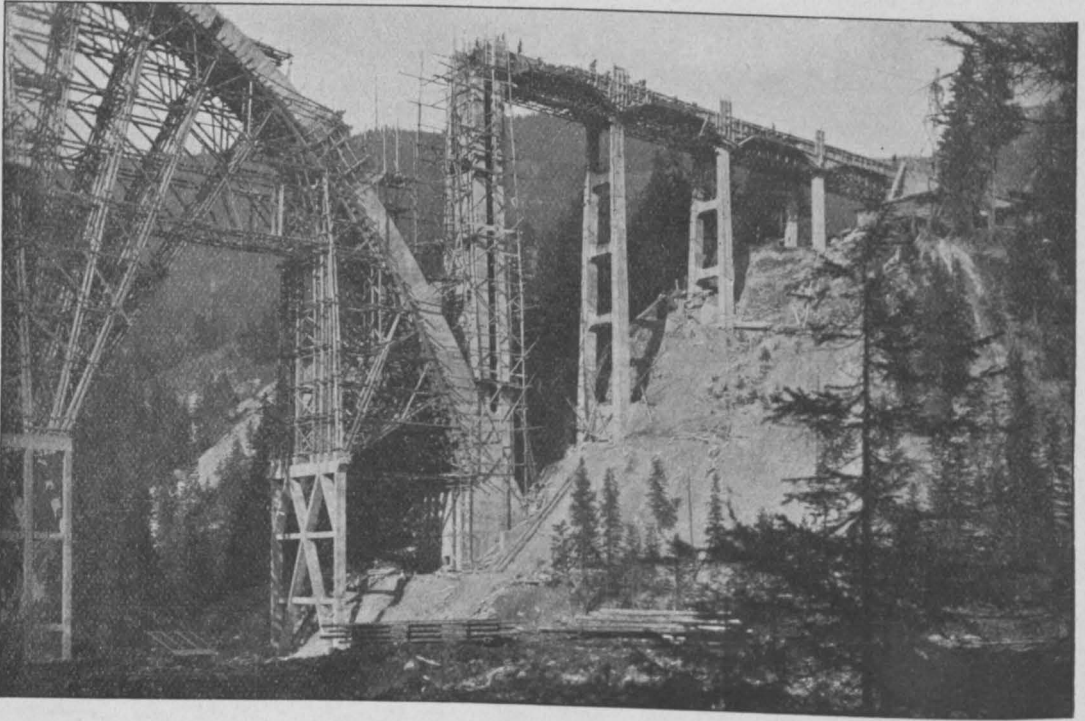


Fig. 7.

Nebenöffnungen auf Seite Langwies. Bauzustand am 14. Oktober 1913.

das Gerüst ausgeschlossen und mußte das Turmsystem zur Anwendung kommen. Holztürme hätten aber auch das Tal mehr verbaut als die

gewählten Eisenbetontürme und wären zudem weniger sicher gewesen.

2. Der Unterbau und die Fundamente hätten

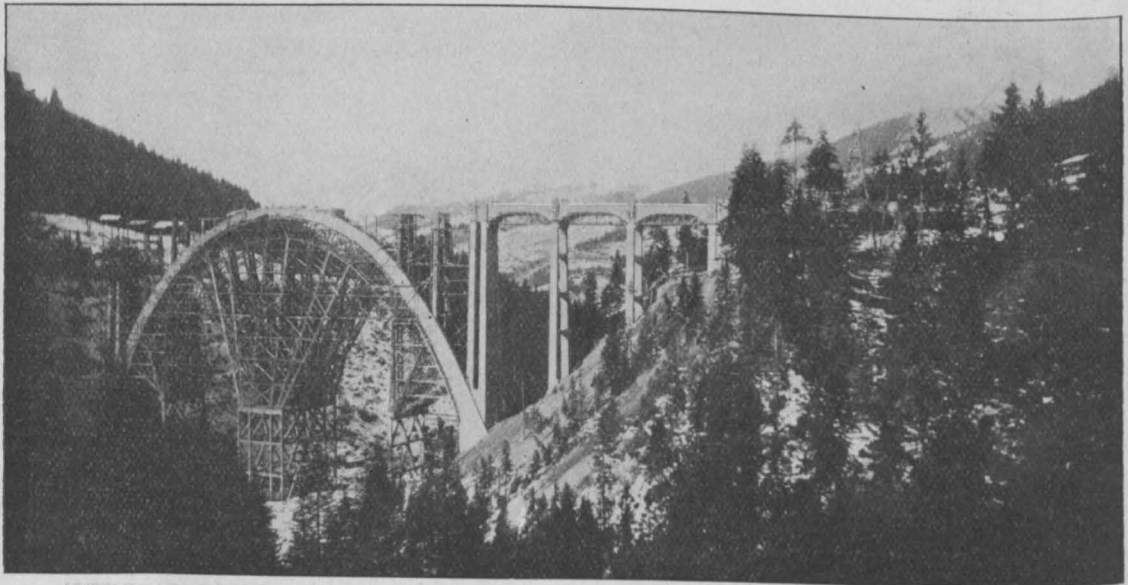


Fig. 8.

Bauzustand am 21. November 1913, talauswärts gesehen. Seitenschalung des großen Bogens entfernt.



Fig. 9.

Bauzustand am 9. Dezember 1913, taleinwärts gesehen.

auch bei Holztürmen in Beton ausgeführt werden müssen, da das Rammen von Holzpfählen in dem aus grobem Geröll und teilweise großen losen Blöcken bestehenden Untergrund vollständig ausgeschlossen war.

3. Die gesamte Zusammendrückung des Lehrgerüsts bei Aufbringung der Belastung sollte auf ein Minimum reduziert werden, was wiederum durch die Wahl von Eisenbetontürmen begünstigt war.

Beim Schluß des großen Bogens zeigte das Lehrgerüst eine gesamte Zusammenpressung von rd. 30 mm, wovon jedoch 10 mm auf das Einpressen des obersten Strebenkopfes in die Sattelholzer zurückzuführen sind.

Mit der Ausführung des Baues wurde im Spätjahr 1912 begonnen, doch konnten vorerst in der Hauptsache nur die Gründungen der Widerlager ausgeführt werden, da der schon sehr früh einsetzende Winter zunächst zu einer mehrmonatlichen Unterbrechung der Arbeiten zwang, die erst im April 1913 wieder aufgenommen werden konnten. Die schlechte Witterung der ersten Sommermonate 1913 brachte wieder neue Verzögerungen, namentlich in der Herstellung des Lehrgerüsts des großen Bogens. Das späterhin sich bessernde Wetter und die Anstrengungen aller Beteiligten ermöglichten aber dann doch,

das Lehrgerüst in der Hauptsache am 6. September (s. Fig. 5) und den großen Bogen (s. Fig. 7) — mit Ausnahme der schmalen Betonierfugen — am 6. Oktober d. J. zu schließen. Von den verbleibenden Fugen, die absichtlich längere Zeit offen gehalten blieben, wurde die letzte am 27. Oktober ausgegossen.

Zurzeit sind die Arbeiten wegen des Winters (s. Fig. 9) natürlich wieder unterbrochen. Jedoch sind gegenwärtig die Nebenöffnungen auf der Langwieser Seite vollständig fertiggestellt, ebenso der große Bogen, die sämtlichen Stützen des Aufbaues über demselben und teilweise die Pfeiler der Nebenöffnungen über der Seite gegen Arosa, und es bleibt im Frühjahr nur noch die Fahrbahn über dem großen Bogen und auf Aroser Seite zu betonieren.

Die Ausführung dieser Brücke gab Veranlassung zur Vornahme ziemlich umfassender Versuche, wie Festigkeitsprüfungen der verwendeten Baumaterialien: Beton, Eisen und Holz, ferner Elastizitätsmessungen des Betons, direkte Temperaturablesungen an den fertigen Bauteilen, Baugrundbelastungen usw. Über die Resultate dieser Versuche zu berichten, dazu wird sich Gelegenheit bei der späteren eingehenden Darstellung des Bauwerkes ergeben.

DIE FESTHALLE IN Breslau*).

Von

Dr.-Ing. Trauer, Stadtbauinspektor in Breslau,

und Professor Dr.-Ing. Gehler, Direktor der Firma Dyckerhoff & Widmann, A.-G. in Dresden.

TEIL II.

Von Prof. Dr.-Ing. W. Gehler (Dresden).

Die konstruktive Gestaltung und die Ausführung.

Neben dem architektonischen Entwurf und der statischen Berechnung war vor allem auch

denen die volle strafrechtliche und zivilrechtliche Verantwortung oblag, war es daher zunächst ein Bedürfnis, sich ein klares Bild zu verschaffen über die Eigenart der Kraftwirkungen, über die Möglichkeit der Beherrschung dieser ungewöhnlich großen Kräfte und über die Art der Ausführung dieses Eisenbetonbauwerkes, das, wie bei keinem anderen Baustoff, vollständig an Ort und Stelle erzeugt werden und im Augenblicke der Ausführung auf eigenen Füßen stehen mußte.

A.

Vorerörterungen.

Um die Eigenart der Aufgabe richtig zu beleuchten, sei hier zunächst in den Vorerörterungen

etwas näher auf die Umstände eingegangen, welche die Ausführung eines solchen Bauwerkes als außergewöhnlich erscheinen ließen. Die Schwierigkeiten für die konstruktive Gestaltung und die Ausführung lagen einmal in den außerordentlichen Abmessungen begründet, andererseits

aber in der statischen Eigenart des Kuppelunterbaues.

1. Die Bedeutung der Abmessungen unserer Kuppel geht am deutlichsten aus einem Überblick über die bisher ausgeführten massiven Kuppeln hervor, die als Denksteine in der Baugeschichte bekannt sind. In Übersicht I sind dieselben nach den Lichtweiten geordnet zusammengestellt. Allem voran steht mit 44 m Lichtweite das Pantheon, dieses bewundernswerte Meisterwerk altrömischer Baukunst, wahrscheinlich aus der Blütezeit römischer Wölbtechnik unter Kaiser Trajan oder Hadrian stammend. Sodann folgt die berühmte Kuppel des Brunellesco vom Dom in

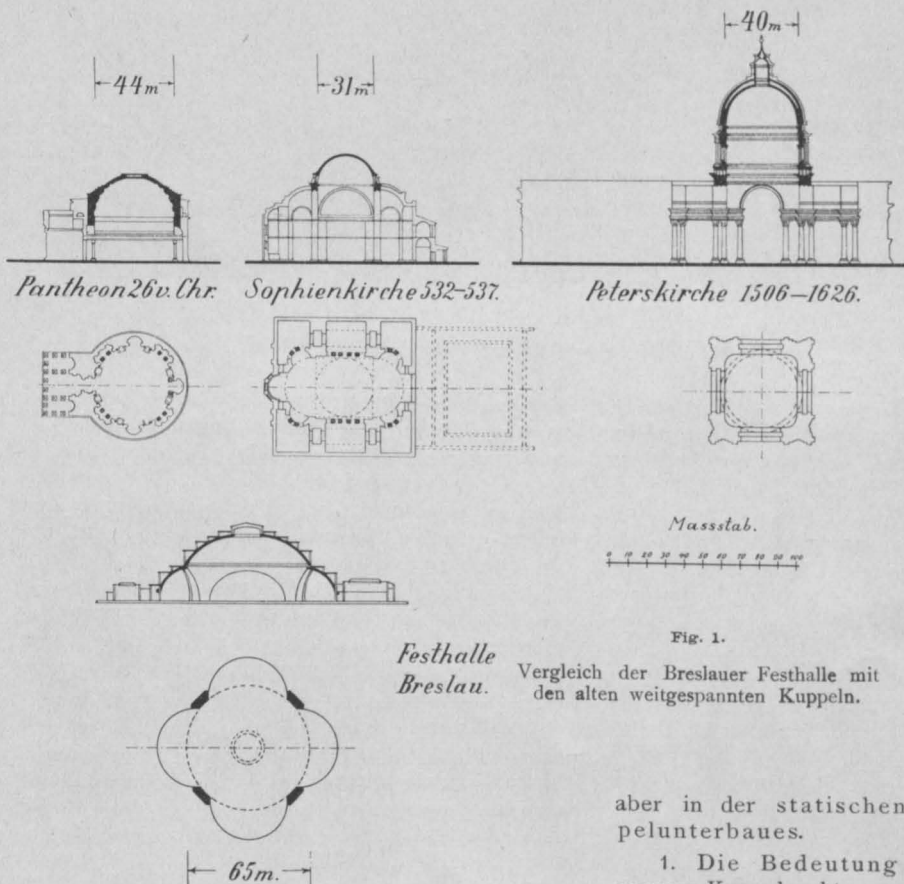


Fig. 1.

Festhalle
Breslau.Vergleich der Breslauer Festhalle mit
den alten weitgespannten Kuppeln.

die konstruktive Gestaltung und die Ausführung dieses außergewöhnlichen Bauwerkes eine neuartige und äußerst verantwortungsvolle Aufgabe, deren Lösung einen beträchtlichen Schritt vorwärts in der Entwicklung des Eisenbetonbaues bedeutet. Für die ausführende Firma und deren Leiter,

*) Teil I Jahrg. 1913 Heft II, IV, V, VI S. 49—231 von Dr.-Ing. Trauer.

Übersicht I. Weitgespannte massive Kuppeln.

Name des Bauwerkes	Ort	Baujahr	Lichtweite in m
1. Pantheon	Rom	Um 100 n. Chr.	44
2. Dom	Florenz	1450	42
3. Peterskirche	Rom	1506—1626	40
4. St. Pauls-Kathedrale	London	1690	33
5. Selimie-Moschee	Adrianopel	1570	32
6. Sophienkirche	Konstantinopel	535	31,5
7. Moschee des Sultans Suleiman I.	"	1560	26
8. " " " Selim I.	"	1523	25
9. Nuri Osmanie Dschami	"	1752	25
10. Moschee des Sultans Aschmed I.	"	1612	23
11. " " " Mohamed II.	"	1465	20
Jahrhunderthalle	Breslau	1912	65

Florenz um 1450 und die Kuppel der Peterskirche nach den Plänen Michelangelos vollendet im Jahre 1590, endlich die St. Pauls Kathedrale in London mit der 33 m weiten Kuppel aus dem Jahre 1690. An diese vier größten Kuppeln des Abendlandes schließen sich eine ganze Reihe bedeutender Werke des Orients an, als deren bekannteste die kühne und elegante Kuppel der Sophienkirche in Konstantinopel mit 31,5 m Lichtweite zu nennen ist, vollendet noch zur Zeit der christlichen Herrschaft im Jahre 537 unter Kaiser Justinian I., von den Baumeistern Anthemios von Tralles und Isidor von Milet. Eine um etwa einen halben Meter größere Lichtweite, nämlich 32 m, weist die noch vor kurzem heiß umkämpfte Selimie-Moschee in Adrianopel auf, erbaut von Sinan um 1570, dem auch die Moschee des Sultans Suleiman I. in Konstantinopel mit 26 m Lichtweite zuzuschreiben ist. Diese und die folgenden kleineren Kuppeln von Moscheen entstammen der Blütezeit türkischer Baukunst vom 15. bis zum 18. Jahrhundert*).

In dem neuen Baustoff, dem Eisenbeton, waren in den letzten Jahren zwar eine Reihe kleinerer Kuppeln mit Erfolg ausgeführt worden, im Jahre 1911 sogar bis zu einer Spannweite von 33,1 m bei der Kirche von St. Blasien**), immerhin blieben aber die drei großen italienischen Kuppeln bisher noch unerreicht. Mit 65 m Lichtweite unserer Kuppel sollte nun das bisher am weitesten gespannte Bauwerk, das Pantheon, um etwa die Hälfte dieses Maßes übertroffen werden (vergl. auch Fig. 1).

Selbst für Kuppeln in Eisen ist dieses Maß

von 65 m nur bei wenigen Bauwerken erreicht und überschritten worden, wie z. B. bei der Ausstellungskuppel in Lyon*), dem Zeltdach der bekannten Rotunde in Wien**) und einer Anzahl neuerer Gasbehälterumbauten***).

Da die Ausführung in Eisen den Vorteil bot, daß ähnliche Abmessungen bereits wiederholt erprobt waren und die Montage keinerlei besondere Schwierigkeiten erwarten ließ, wurden bei der Ausschreibung im Jahre 1911 als Baustoff sowohl Eisen wie Eisenbeton zugelassen. Infolge der Bedingung, daß sämtliche eisernen Tragteile mit Rücksicht auf die Feuersicherheit ummantelt werden mußten, wurde jedoch die Ausführung in Eisen wesentlich unwirtschaftlicher als in Eisenbeton, weil die tote Last der Verkleidung den Eisenaufwand beträchtlich erhöhte und der Eisenbeton für die Aufnahme der Druckkräfte in der Kuppel, den Hauptbögen und den Strebebögen sehr geeignet, hier also zweifellos ein wirtschaftlich günstiger Baustoff ist. Nur haftet der Ausführung in Eisenbeton der bedeutsame Umstand an, daß mit wachsender Stützweite das Eigengewicht stark zunimmt. Zudem war der Einfluß des Eigengewichtes in unserem Falle deshalb von großer Bedeutung, weil dadurch die Rüstung für Kuppel und Unterbau wesentlich erschwert wurde und die Ausrüstung bei einem bisher in solchen Abmessungen noch nicht ausgeführten Bauwerk ein gewisses Wagnis in sich schloß, dessen einwandfreies Gelingen den Ansporn zu weiteren ähnlichen Aufgaben gibt. Es ist daher auch für künftige Ausführungen die Erörterung der Frage wertvoll, in welcher Weise das Eigengewicht einer massiven Kuppel von der Stützweite abhängt.

*) Diese Angaben über die orientalischen Bauten sind dem vorzüglichen grundlegenden Werke von Cornelius Gurlitt „Die Bauten Konstantinopels“ (Ernst Wasmuth, Berlin) entnommen.

**) Ausgeführt von Dyckerhoff & Widmann, A.-G., Karlsruhe; siehe Deutsche Bauzeitung 1912, Mitteilungen Nr. 11 und 12.

*) Siehe M. Foerster, Eisenhochbauten, III. Auflage.

**) Siehe Österreichische Ingenieur-Zeitschrift 1873.

***). Siehe u. a. W. Gehler, Gasbehälter Reick, Armierter Beton 1909, Heft III.

Übersicht II. Weitgespannte eiserne Kuppeln.

Name des Bauwerkes	Ort	Baujahr	Lichtweite in m
1. Ausstellungskuppel	Lyon	1894	110
2. Rotunde des Industriepalastes	Wien	1873	102
3. Gasbehälter	Dresden-Reick	1908	65
4. Sängerhalle	Frankfurt a. M.	1909	63

Auf Grund der verfügbaren Unterlagen wurde daher vom Verfasser das Eigengewicht für eine Reihe von Kuppeln ermittelt. Diese Betrachtung führte zu dem Ergebnis, daß das gesamte Eigengewicht:

$$a) \text{ für Vollkuppeln } G = C_1 l^2 f \quad (1)$$

$$b) \text{ „ Rippenkuppeln } G = C_1 l^2 + C_2 l^2 f \quad (2)$$

angenommen werden kann*). Dabei bedeutet l die Lichtweite der Kuppel in Metern und f die lichte Pfeilhöhe ebenfalls in Metern. Mit dem Ausdruck ($l^2 f$) ist daher nach Fig. 2 der Rauminhalt des prismatischen Körpers zu verstehen,

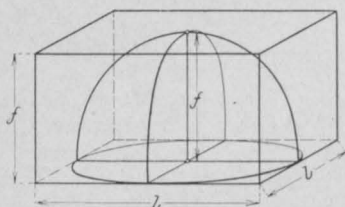


Fig. 2.

der dem von der Kuppel umschlossenen lichten Raume umschrieben ist. Die Beiwerte C und C_2 bedeuten dann jeweils die im folgenden erörterten Gewichte eines cbm des Volumens dieses prismatischen Körpers in kg ausgedrückt.

Für die Rippenkuppel, Gl. (2), empfiehlt es sich, im ersten Gliede das Gewicht der Dachdecke nebst Aufbauten von dem soeben betrachteten zweiten Gliede der Gleichung, dem Gewicht des Kuppeltragwerkes abzutrennen. Das Eigengewicht dieser Dachdecke, welche bei Rippenkuppeln den notwendigen Abschluß nach oben zu bildet, sowie das Gewicht etwaiger Aufbauten und der Laterne hängen nicht von dem Luftraum ($l^2 \cdot f$) (s. Fig. 2) ab, sondern von der zu überdeckenden Fläche, für deren Größe die Grundfläche des Körpers der Fig. 2, also das dem Kuppelring umschriebene Quadrat einen Anhalt bietet. Der Beiwert C_1 entspricht dann in kg/qm ausgedrückt dem Gewicht der über diese Fläche gleichmäßig

verteilt gedachten Lasten der Dachdecke nebst Aufbauten und kann für die verschiedenen Ausführungsarten, von der leichtesten Glaseindeckung zwischen eisernen Sprossen bis zu den schweren Aufbauten unserer Festhalle, den jeweiligen Verhältnissen angemessen eingesetzt werden*).

Bemerkenswert ist hierbei, daß nach beiden Gl. (1) und (2) das Eigengewicht für das Tragwerk z. B. bei $f = \frac{1}{2}$ in die Form $G = C' \cdot l^3$ ge-

bracht werden kann, also mit der dritten Potenz der Lichtweite nach einer kubischen Parabel wächst. Dementsprechend vergrößern sich auch die Kosten und, man darf wohl sagen, auch die Schwierigkeiten der konstruktiven Gestaltung nicht etwa, wie häufig bei ebenen Tragwerken, nur mit dem Quadrat der Stützweite, sondern in wesentlich stärkerem Maße.

In Fig. 3 ist für die in der Übersicht II zusammengestellten 10 Kuppeln jeweils die Lichtweite als Abszisse und das gesamte Kuppelgewicht als Ordinate aufgebracht. Legt man durch den Punkt II (Peterskirchenkuppel) und den Punkt VIII (Kuppel der Breslauer Festhalle) je eine kubische Parabel, die durch den Nullpunkt geht, so sieht man deutlich, daß die Gewichtskurve der Eisenbetonkuppeln von der der alten massiven Kuppeln wesentlich abweicht. Hauptsächlich die hieraus erkennbare Verringerung des Eigengewichtes durch die Anwendung des Eisenbetons ermöglicht heute die Ausführung weiter gespannter Kuppeln als in früherer Zeit. Aus dieser Darstellung sieht man aber auch deutlich, daß die Kuppel der Breslauer Festhalle die übr-

*) Wollte man bei dem Gewichte der Dachdecke ebenfalls das Pfeilverhältnis der Kuppel berücksichtigen, so wäre Formel (2) in

$$G = C_1 l f + C_2 l^2 f$$

abzuändern. Da aber für die Ausführung in Eisenbeton Halbkreis-kuppeln wohl nur selten in Frage kommen und daher das Pfeilverhältnis nur innerhalb verhältnismäßig geringer Grenzen schwanken dürfte, andererseits aber ähnlich wie bei sonstigen Dachformen das Eigengewicht des eigentlichen Daches ohne Hauptträger meist auf die überdeckte Grundfläche bezogen wird, empfiehlt es sich wohl, hier von der Berücksichtigung des Pfeilverhältnisses abzusehen. Diese Auffassung, bei welcher die tote Last des Daches bezogen auf die Grundfläche von dem statisch räumlich wirksamen Tragwerk unterschieden wird, erleichtert auch die Anschaulichkeit der Gewichtsformel.

*) Unter Vollkuppeln sind hierbei Kuppeln verstanden, deren Tragwerk die vollständig geschlossene Oberfläche eines Rotationskörpers bildet im Gegensatz zu den in einzelne Tragteile aufgelösten Rippenkuppeln.

gen Eisenbetonkuppeln an Lichtweite und Gewicht weit hinter sich läßt.

In Übersicht III sind endlich für eine Reihealter und neuer Kuppeln die Gewichte zusammengestellt und daraus die Festwerte C für Vollkuppeln, sowie C_1 und C_2 für Rippenkuppeln ermittelt worden*), während nun bei den alten massiven Kuppeln I und II der Festwert C etwa 450 und 300 kg/cbm und bei der Sophienkirche in Konstantinopel (vergl. auch Fig. 1) bereits nur noch 200 kg/cbm beträgt, schwankt dieser Wert bei den neueren Eisenbetonkuppeln nur zwischen

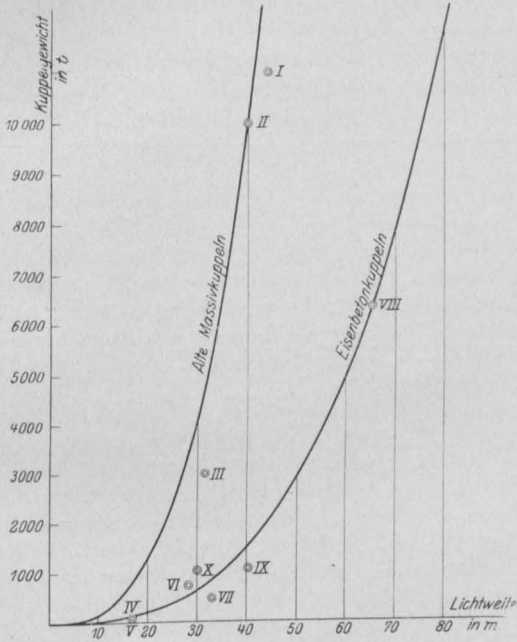


Fig. 3.

Abhängigkeit des Kuppelgewichts von der Lichtweite.

rund 40 und 50 kg/cbm und der entsprechende Festwert C_2 für das Tragwerk der Rippenkuppeln zwischen 50 und 60 kg/cbm. Nur bei der Kuppel Nr. VII in St. Blasien, die jedoch nur als Innenkuppel, also keine Dachlast zu tragen hat, ergab sich $C_2 = 40$ kg/cbm. Diese auffallende Gesetzmäßigkeit der Festwerte C und C_2 ermöglicht uns trotz der großen Mannigfaltigkeit der sonstigen Verhältnisse, das Gewicht von Kuppeln mit Hilfe der oben vorgeschlagenen Formeln rasch zu schätzen. Bei Rippenkuppeln ist dabei jedoch für das Gewicht der Dachdecke und der Aufbauten der Fest-

wert C_1 in kg/qm jeweils den wirklichen Verhältnissen entsprechend anzunehmen, und zwar bei der leichtesten Eindeckung mit Glas zwischen Eisensprossen (vergl. Nr. VI) mit $C_1 = 50$ kg/qm, bei mittleren Verhältnissen für eine Eisenbetondachdecke mit 250 kg/qm und endlich bei schweren Aufbauten (vergl. Nr. VIII und IX) mit 500 bis 600 kg/qm. Durch Anwendung von Holz anstatt von Eisenbeton für die Aufbauten ließe sich dieser Wert auf etwa 180 kg/qm vermindern, ohne daß dabei die Feuersicherheit des eigentlichen Eisenbetontragwerkes beeinträchtigt würde.

Um darzutun, wie groß der Einfluß des Gewichtes der Dachdecke, also des Festwertes C_1 ist, wurde am Schluß der Übersicht III für eine Lichtweite von $l = 100$ m bei einem Pfeilverhältnis von $1/4$ das Gesamtgewicht der Kuppel nachein-

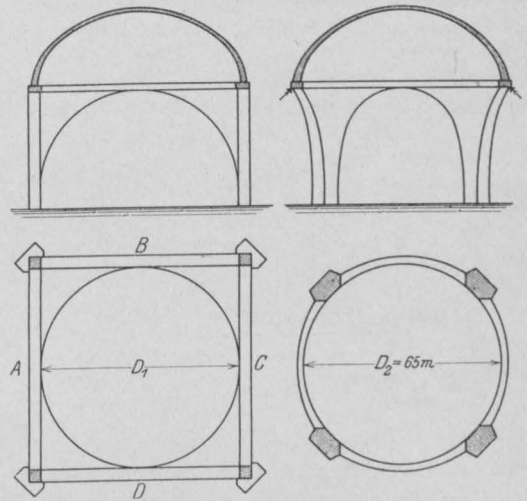


Fig. 4 u. 5.

Vergleich der byzantinischen Kuppelform mit der Breslauer Kuppel.

ander unter Annahme von $C_1 = 50, 250$ und 560 kg/qm zu rund 13 000, 16 000 und 21 000 t schätzungsweise berechnet. Diese Betrachtung zeigt, daß es sich empfiehlt, bei dem Entwurf weit gespannter Kuppeln künftighin auf die Verminderung des Gewichtes für die Dachdecken und Aufbauten besonders bedacht zu sein.

2. Die statische Eigenart des Unterbaues geht am deutlichsten aus einem Vergleich desselben mit den bisher üblichen Ausführungsformen hervor. Die byzantinische Kuppelform (s. Fig. 4) entsteht bekanntlich dadurch, daß sich über den vier Seiten eines Quadrates die vier Hauptbogen des Unterbaues erheben. Der Fußring der Kuppel ist dann ein Kreis, der diesem Quadrate mit dem Durchmesser D_1 eingeschrieben ist. Der Vorteil dieser Anordnung besteht darin, daß die Hauptbogen ebene Gebilde sind. Dagegen

*) Während die Maße für die drei alten Kuppeln I bis III in Ermangelung genauer Zeichnungen nur roh bestimmt werden konnten, sind die Angaben für Nr. IV bis VI dem Handbuch für Eisenbetonbau, I. Auflage, IV. Band, Teil I, entnommen, wogegen die Grundmaße der übrigen neuesten Kuppeln unmittelbar von den ausführenden Firmen stammen.

ruht die Kuppel nur in vier Punkten A, B, C, D unmittelbar auf dem Bogen, während an den vier Ecken des Quadrates stark ausladende Zwickel entstehen, die konstruktiv schwierig auszubilden

sind. Bei den alten Bauten gelang es oft nur durch Aufbringung einer architektonisch ungünstig wirkenden, beträchtlichen Auflast diesen Zwickeln den Verlauf der Stützlinien innerhalb des Quer-

Übersicht III. Festwerte des Kuppelgewichtes.

1. Vollkuppeln.	Licht- weite l	Pfeil- höhe f	Kuppel- gewicht G	Fest- wert C
	in m	in m	in t	kg/cbm
A. Alte massive Mauerwerkskuppeln				
I. Pantheon in Rom	44	12,3	etwa 11 000	450
II. Peterskirche in Rom	40	20,0	" 10 000	300
III. Sophienkirche in Konstantinopel	31,5	15,8	" 3 000	200
B. Neuere Vollkuppeln aus Eisenbeton				
IV. Armeemuseum in München (äußere Kuppel)	16,8	8,4	90	38
" " " (innere "	16,1	8,05	87	42
V. Universität München (elliptischer Grundriß)	{ 16,8 } { 13,0 }	8,05	94	48

2. Rippenkuppeln.	Art der Decke und Auflast	Gewicht				Festwerte		Ausgeführt von
		Licht- weite l	Pfeil- höhe f	der Dach- decke G ₁	des Trag- werkes G ₂	C ₁	C ₂	
		in m	in m	in t	in t	kg/qm	kg/cbm	
VI. Passage Friedrichstraße Berlin	Glas mit Eisensprossen	28,4	14,20	40	690	50	60	Czarnikow & Co., Berlin 1908
VII. Kirche St. Blasien (nur Innenkuppel).	Eisenbeton- decke (kein Dach)	33,1	5,25	210	230	200	40	Dyckerhoff & Widmann A.-G., Karlsruhe 1911
VIII. Festhalle Breslau . . .	Eisenbeton- dach mit Auf- bauten	65,0	16,10	2370	3970	560	58	Dyckerhoff & Widmann A.-G., Dresden 1912
IX. Pumpwerk Alte Emscher	Eisenbeton- dach	{ 40,35 }	9,0	330	730	200	50	Dücker & Co., Düsseldorf 1912
X. Betonhalle der Int. Bau- fachausstellung, Leipzig	Eisenbeton- dach	{ 30,0 }	12,70	450	570	500	50	Kell & Löser, Leipzig 1913

Kuppel von 100 m Lichtweite:

a) bei leichtem Glasdach	100,0	25,0	500	12 500	50	50
			13 000			
b) bei Eisenbetondach ohne Aufbauten . .	100,0	25,0	2500	13 750	250	55
			16 250			
c) bei Eisenbetondach mit Aufbauten . .	100,0	25,0	5600	15 000	560	60
			20 600			

schnittes herbeizuführen. Bei unserem Kuppelhalbmesser $r = 32,5$ m hätte die Ausladung an den Ecken des Quadrates 13,5 m betragen.

Im Gegensatz hierzu ist der Unterbau der Breslauer Kuppel ein senkrecht stehender Zylinder mit $D_2 = 65$ m \varnothing , den man sich von zwei wagrecht liegenden Zylindern durchdrungen denken kann (Fig. 5). Die hierdurch entstehenden vier

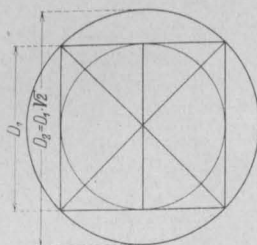


Fig. 6

Hauptbogen sind somit keine ebenen Gebilde, sondern Raumkurven vierter Ordnung. Durch diese Gestaltung wird der Vorteil erzielt, daß der Fußring der Kuppel auf seinem ganzen Umfang unmittelbar auf diesem stehenden Zylinderkörper ruht. Die vier Hauptbogen dagegen haben das Be-

streben, nach außen zu fallen und müssen daher durch Strebebogen (Fig. 7) gestützt werden.

Geht man nach Fig 6 in beiden Fällen von dem gleichen Quadrat aus, dessen Eckpunkte die vier Pfeiler sind, so erreicht man mit der neuen Lösung, daß der Kuppeldurchmesser

$$D_2 = \sqrt{2} \cdot D_1 = 1,41 D_1$$

ist und die von der Kuppel selbst überdeckte Fläche genau doppelt so groß wie bei der byzantinischen Kuppel wird.

Die hauptsächlichste konstruktive Schwierig-

keit bestand nun darin, daß von der Kuppel auf jeden der vier Hauptbogen die Lagerdrücke $2 \cdot 3 \cdot 200 \text{ t} = 1200 \text{ t}$ übertragen werden, die bezogen auf eine wagerechte durch die beiden Kämpfermittelpunkte gelegte Linie an den Hebelarmen von 3,85 m, 6,41 m und 7,65 m wirken. Wenn die Strebebogen nicht vorhanden gewesen wären, hätte sich somit ein Kragmoment von 7200 tm für einen Bogen ergeben. Die Standicherheit des Bauwerkes beruhte daher hauptsächlich auf der Zuverlässigkeit der Stützung durch die Strebebogen, die unter der Annahme statisch bestimmter Stützung von der genannten Kuppellast eine Seitenkraft von $0,55 \cdot 1200 = 660 \text{ t}$ für eine Apside aufzunehmen hatten. Zur weiteren Beurteilung der Größenordnung dieser Kräfte sei noch angeführt, daß der Kämpferdruck der Hauptbogen 1240 t betrug.

Bei der vielfachen statischen Unbestimmtheit des Unterbaues und den großen Lasten, die auf ihn wirken, wurde von der ausführenden Firma von Anfang an der Standpunkt vertreten, daß die Kuppel vom Unterbau klar zu trennen und auf Einzellager zu stellen sei.

Die andere Lösung hätte darin bestanden, an jedem der 4 Hauptpfeiler ein Rippenpaar von den Fundamenten ohne Unterbrechung bis zum Druckring der Kuppel hinauf zu führen. Diese Lösung hätte zwar gegenüber der ausgeführten Anordnung den Vorteil geboten, daß diese Rippen an ihren Verbindungsstellen mit dem Fußring und dem Druckring der Kuppel die freie Drehbarkeit dieser Glieder eingeschränkt und dadurch bei einseitiger

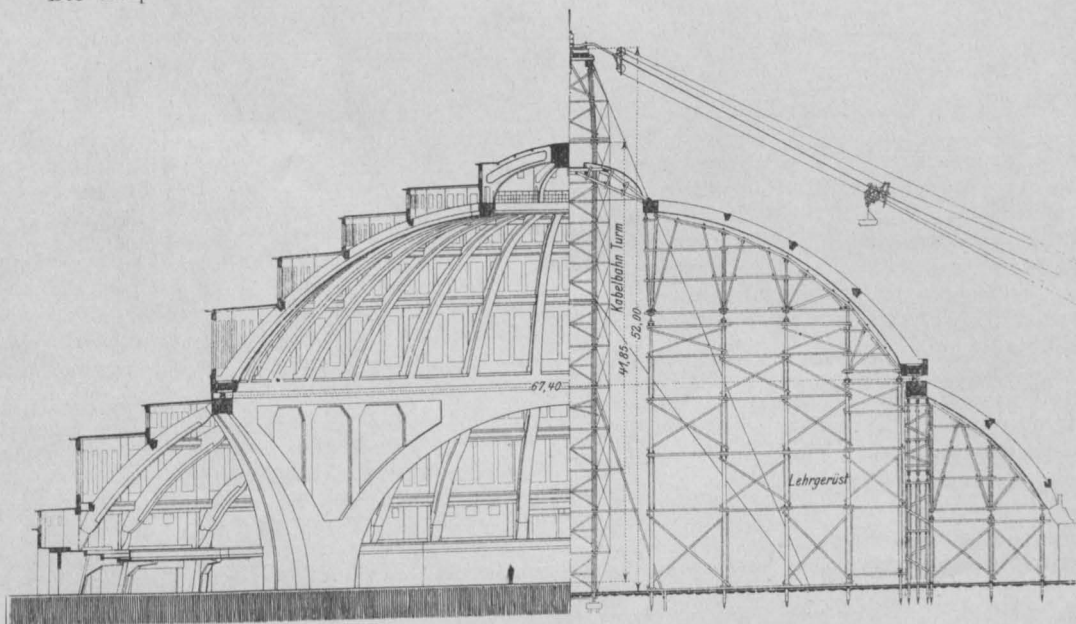


Fig. 7.

Längsschnitt durch das Bauwerk mit Rüstung.

Schnee- und Windlast versteifend gewirkt hätten. Andererseits wäre aber dadurch das Gesamttragwerk statisch wesentlich unklarer und unbestimmter geworden.

Durch die scharfe Trennung von Kuppel und Unterbau und die Anordnung von 32 Rollenlagern, die in radialer Richtung verschiebbar sind, wurde vor allem eine klare Übertragung der Kuppelasten auf den Unterbau erreicht, wobei nur senkrechte und tangential gerichtete wagrechte Kräfte wirken konnten. Dagegen waren, abgesehen von Reibung*), radial gerichtete wagrechte Kräfte ausgeschlossen, die ungünstig auf den Unterbau

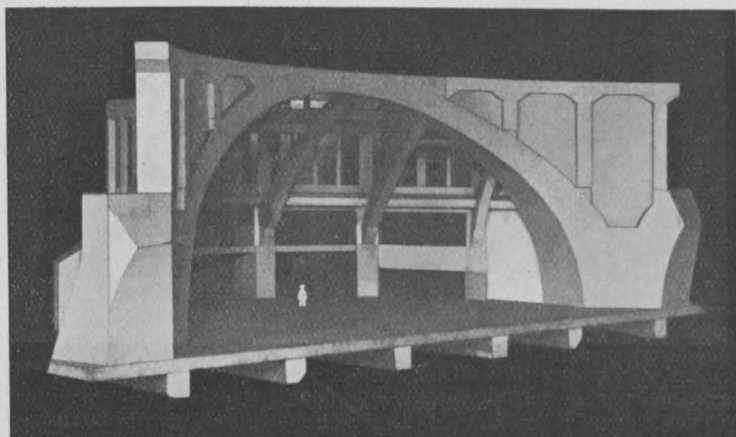


Fig. 8.
Holzmodell des Vorversuches.

gewirkt hätten. Ferner war bei dieser Lösung die Kraftwirkung in jeder Meridianebene der 32 Rippen vollkommen gleichartig, so daß die günstigste Materialverteilung in der Kuppel erreicht wurde. Infolge dieser Lagerung können sich die Spannungen aus den Wärmeänderungen durch die Verschiebung der Rollenlager zwanglos ausgleichen, während bei einer starren Verbindung der Kuppel mit dem Unterbau sehr unklare Beanspruchungen desselben entstehen würden. Endlich bot die Trennung der Kuppel vom Unterbau für die Ausführung den großen Vorteil, daß der gesamte Unterbau als selbständiger Bauteil, unabhängig von der Herstellung der Kuppel ausgeführt und auch ausgerüstet werden konnte. Dadurch wurde ein klares Bauprogramm und eine rasche Ausführung ermöglicht, also auch eine Verringerung der Kosten erreicht.

*) Die Größe dieser Reibungskraft war durch einen Lagerversuch bereits genau studiert worden, der gelegentlich des Baues der Querbahnsteighalle Leipzig von den ausführenden Firmen veranstaltet worden war. (Vgl. Gehler, Deutsche Bauzeitung, Betonbeiblatt 1912 Nr. 9—11.) Nach diesen Versuchsergebnissen war die Reibungskraft für verschmutzte Rollen-Lager mit $1\frac{1}{2}\%$ anzunehmen.

So notwendig und schätzenswert aber die theoretische Beleuchtung und Durchdringung eines verwickelten statischen Problems auch ist, so wertvoll ist andererseits die Durchführung eines Vorversuches, sei es, daß man einen wichtigen Haupttragteil in natürlicher Größe ausführt und bis zum Bruch belastet, wie z. B. den Probekörper von 35 m Stützweite für die Querbahnsteighalle des Hauptbahnhofes Leipzig*), oder aber, daß man ein Modell in verkleinertem Maßstab für ein größeres Stück des Bauwerkes herstellt und ebenfalls belastet. Ein solcher Modellversuch gibt immerhin einen Anhalt für das Kräftespiel und die Formänderungen, die vor allem auch bei Stützensenkungen und Widerlagerverschiebungen eintreten können. Von der ausführenden Firma wurde daher ein Modell im Maßstab 1:25 nach Fig. 8 für eine Apside angefertigt und an den Stellen der Kuppellager mit einer Gesamtlast von 6000 kg belastet, die dem oben erwähnten Wert von $6 \times 200 = 1200$ t entspricht, also $\frac{1}{200}$ der wirklichen Last betrug. Als Material für das Modell wurde Eichenholz gewählt, um ein möglichst ähnliches elastisches Verhalten wie bei Eisenbeton zu erzielen. Die verschiedenen Tragteile, die Pfeiler, die Strebebogen und die Aufbauten waren in einzelnen Stücken

lose zusammengebaut, ebenso war der Hauptbogen aus einzelnen Teilen zusammengesetzt. Durch Blaupapier, das in die Fugen der verschiedenen Teile eingelegt wurde, vermochte man die Druckverlagerung bei der stetig wachsenden Belastung festzustellen.

An diesem Modell konnte unter anderem der starke Einfluß eines etwaigen Ausweichens der Strebebogen beobachtet werden, was vor allem zur Erkenntnis der Notwendigkeit führte, die Abstützung durch die Strebebogen so sicher als irgend möglich auszubilden. Daher wurden hauptsächlich die Gründungskörper der Pfeiler, auf denen die Strebebogen ruhen, besonders sorgfältig durchgebildet, weil im Falle eines Kippens dieser Pfeiler in der Bodenfuge eine Gesenkwirkung daselbst entstanden wäre und dann die gesamte Abstützung mittels der am oberen und unteren Ende gelenkig gelagerten Strebebogen, wie ein Dreigelenkbogen gewirkt, also keine hinreichende Sicherheit geboten hätte. Zur Vermeidung solcher Gefährdungen bei Widerlagerver-

*) Siehe Deutsche Bauzeitung 1912 Betonbeiblatt Nr. 9—11.

änderungen wurden ferner drei wagerechte Versteifungsbänder in jeder Apside angeordnet (siehe Fig. 7) und zwar ein unteres Band E zur Verbindung der Pfeilerköpfe, ein mittleres und oberes Band D und C am unteren und am oberen Teil der Strebebogen. Auf diese Weise wurden die Strebebogen derart zusammengekuppelt, daß bei einem etwaigen Ausweichen eines derselben, die anderen zur Lastübertragung herangezogen werden.

Endlich wurde auch noch die Frage eingehend erörtert, ob an den Kämpfern der Hauptbogen Gelenke eingefügt werden sollten. Sie hätten zweifellos den Vorteil geboten, daß in dem stehenden Zylinderkörper von 200 m Umfangslänge, der sich aus den 4 Bogen und Hauptpfeilern zusammensetzt, Fugen mit einem größten Abstand von 40 m ausgebildet worden wären, die bei starker Wärmewirkung eine zwanglose Bewegung ermöglichen hätten. Durch solche Fugen wäre aber die Einspannung der Hauptbogen an den Kämpfern aufgehoben worden und damit auch die kragträgerartige Wirkung eines jeden Bogens im Grundriß, die neben der Abstützung durch die Strebebogen einen sehr willkommenen Sicherheitsfaktor bietet. Außerdem hätte aber die Anordnung von Kämpfergelenken eine Zusammenziehung des Kraftstromes, der sich jetzt über einen Bogenquerschnitt von 22 qm verteilt, auf einen Gelenkpunkt bedingt, wobei auch noch die Schwierigkeit der konstruktiven Ausbildung eines Kugelgelenkes für den ungewöhnlich großen Druck von 1240 t in Betracht gekommen wäre.

Endlich ist aus Fig. 8 auch ohne weiteres zu erkennen, daß durch die Einfügung von Kämpfergelenken der vom Architekten gegebenen Bogen-gestalt künstlich Gewalt angetan worden wäre. Die Beobachtungen der Formänderungen im Modell bestärkten auch die Überzeugung, daß eine Einspannung der Bogen an den Kämpfern dringend erwünscht war, so daß man auf eine Einlegung von Kämpfergelenken verzichtete.

Während das eigentliche Tragwerk der Kuppel aus den 32 Rippen, dem Zugring und dem Druckring besteht, ergab doch die weitere Durcharbeitung die Notwendigkeit, auch hier, ähnlich wie bei den Strebebogen der Apsiden, eine möglichst wirksame Aussteifung durch wagerechte Ringe vorzunehmen. Da das Ideal aller massiven Kuppeln sicherlich immer die Vollkuppel ist, muß bei jeder Rippenkuppel für eine solche wagerechte Aussteifung Sorge getragen werden, um bei einseitigen Belastungen möglichst viele Rippen zur Mitarbeit heranzuziehen. An die Stelle der gekreuzten Diagonalen, die bei eisernen Kuppeln zwischen den Rippen und den Ringen liegen, treten bei den Eisenbetonkuppeln Vierecksgefache, deren Ecken möglichst steif, am

besten rahmenartig auszubilden sind. Daher wurden jeweils möglichst kräftige Ringe unter den senkrechten Wänden der Aufbauten ausgebildet und auf ihre Verbindung mit den Rippen besondere Sorgfalt verwendet.

Ebenso war auch die Aussteifung des Druckringes erwünscht, um bei einseitiger Wind- und Schneelast einer Verdrehung desselben vorzubeugen. Als Tragwerk der Laterne wurden daher 4 steife Rahmenbinder gewählt und der Anschluß der Kuppelrippen an den Druckring mit kräftigen, wagerechten Vouten ausgebildet.

Zum Schluß dieser Vorerörterungen sei nochmals der Grundgedanke der konstruktiven Gestaltung hervorgehoben, nämlich das Bestreben, allenthalben eine möglichst große Steifigkeit dieses Raumgebildes zu erzielen. Die Eigenart der Lösung unserer Aufgabe geht besonders aus einem Vergleich mit einem anderen bemerkenswerten Ausführungsfalle, der Querbahnsteighalle Leipzig, hervor, bei dem gerade das entgegengesetzte Bestreben vorlag. Der Grund bestand darin, daß beim Haupthahnhof Leipzig sehr ungünstige Bodenverhältnisse und zwar verschieden preßbarer Baugrund vorhanden war, die Haupttragteile zum Teil auf eigenen Füßen standen, zum Teil aber auch auf Mauerwerk ruhten, wobei also verschieden starke Setzungen zu befürchten waren. Daher wurden bei diesem Bauwerk alle Haupttragteile statisch bestimmt ausgebildet und zwar entweder als Dreigelenkbogen oder als Balken auf 2 Stützen. Übrigens war die Auflösung in einzelne ebene Träger bei dem langgestreckten rechteckigen Grundriß dieser Halle auch die gegebene Lösung.

Ganz anders lagen die Verhältnisse bei unserer Festhalle. Das räumliche Gebilde von der Form eines Rotationskörpers bedingte neben den Tragteilen, die in senkrechten oder geneigten Ebenen liegen, auch noch die Einfügung wagerechter, quer dazu liegender Glieder, durch die erst das räumliche Tragwerk vervollständigt wird. Während nun das Raumfachwerk einer Kuppel bei der Ausführung in Eisen ohne Schwierigkeiten statisch bestimmt ausgebildet werden kann, wird beim Eisenbeton schon durch die Eigenart seiner Erzeugung als Körper, der wie aus einem Gusse hergestellt wird, eine vielfache statische Unbestimmtheit bedingt. So erschwerend eine solche Vermehrung der statisch unbestimmten Größen für die Berechnung ist, so vorteilhaft wirkt sie andererseits auf die Sicherheit des Bauwerkes, weil jede Erhöhung des Grades der Unbestimmtheit eine Vergrößerung seiner Steifigkeit mit sich bringt. Der Eisenbeton ist daher für statisch unbestimmte Raumfachwerke auf Grund der Eigenart seiner Erzeugungsweise besonders geeignet; umgekehrt sollte man also bei der Ausführung in Eisenbeton ohne Rücksicht auf die Erschwernisse

für die Rechnung stets den Vorteil der weitgehenden Verteilung der einzelnen Lasten ausnutzen, weil sie ohne nennenswerte Kosten und ohne konstruktive Schwierigkeiten leicht zu erreichen ist. Nur die eine Voraussetzung muß hierbei

gegeben sein, daß im Gegensatz zu dem Falle der Querbahnsteighalle Leipzig der Baugrund gleichmäßig preßbar ist, eine Forderung, die bei unserem Bauwerk allerdings in hohem Maße erfüllt war.
(Fortsetzung folgt.)

DER EINGELENKBOGEN.

Von Ingenieur Vießer, Triest.

Von den verschiedenen Arten der Gelenkbogen ist der Eingelenkbogen sowohl in der Ausführung als in theoretischen Abhandlungen am wenigsten berücksichtigt worden. Anlässlich einer Projektsbearbeitung habe ich Anlaß gefunden, das statische Verhalten solcher Bogen zu untersuchen. Es ist notwendig, zunächst Näherungsformeln für die Berechnung der statisch unbestimmten Kräfte aufzustellen, die für die verschiedensten Fälle der Ausführung verwendbar sind. An Hand von solchen Formeln ist es

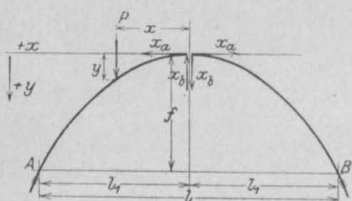


Fig. 1.

möglich, verschiedene Arten der Lösung rasch zu vergleichen.

Die folgenden Ableitungen sind unter den gemachten Voraussetzungen allgemein gültig und können sowohl für die näherungsweise Berechnung von Fachwerksbogen und Vollwandbogen aus Eisen, wie für Bogen aus Stein, Beton und Eisenbeton verwendet werden.

Besonders vorteilhaft erscheint die Anwendung von Eingelenkbogen bei Ausführung in Eisenbeton, wenn auch die Widerlager in Eisenbeton ausgeführt werden, namentlich bei beschränkter Konstruktionshöhe im Scheitel. Infolge des Gelenkes im Scheitel sind die Querschnitte in der Nähe des Scheitels für die Wirkungen der Temperatur und der Nachgiebigkeit der Widerlager nicht so empfindlich wie beim eingespannten Bogen. Gegenüber dem Drei- und Zweigelenkbogen ergibt sich eine Ersparnis an Gelenken und ist das Widerlager bei Ausführung in Beton oder Eisenbeton monolithisch verbunden mit dem Bogen. Bei unsicherem Baugrund und geringer Konstruktionshöhe dürfte daher auch der Eingelenkbogen für sehr flache Brücken günstig verwendet werden können.

Es würde den Rahmen dieses Aufsatzes weit überschreiten, wenn ich auch die verschiedenen konstruktiven Ausbildungen besprechen wollte.

Alle gebräuchlichen Anordnungen können verwendet werden und wird namentlich der Kastenquerschnitt oder Plattenbalkenquerschnitt günstig gebraucht werden können.

Die Tabelle am Schluß dieses Aufsatzes gibt einen Überblick über die Werte der Überzähligen bei den verschiedenartigsten Ausbildungen des Bogens in bezug auf die Zunahme des Trägheitsmomentes. Die Näherungsformeln sind abgeleitet unter der Annahme einer parabelförmigen Achse des Bogens und werden daher für alle flachen Bogen verwendet werden können.

Der Eingelenkbogen ist bekanntlich innerlich zweifach statisch unbestimmt. Nach dem Verfahren von Müller-Breslau wird der Bogen durch einen Schnitt im Scheitel in zwei einzelne Freitragler verwandelt. Als statisch unbestimmte Kräfte werden im Hauptsystem die Achsialkraft X_a und die Querkraft X_b eingeführt.

Die Momente und Längskräfte ergeben sich aus folgenden Gleichungen:

$$\left. \begin{aligned} M_r &= \mathfrak{M}_r + y X_a - x X_b \\ N_r &= \mathfrak{N}_r - X_a \cos \varphi - X_b \sin \varphi \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (1)$$

$$\left. \begin{aligned} M_l &= \mathfrak{M}_l + y X_a + x X_b \\ N_l &= \mathfrak{N}_l - X_a \cos \varphi + X_b \sin \varphi \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (2)$$

Hierbei bezeichnen die mit „r“ bezeichneten M und N die Momente bzw. Längskräfte in der rechten Trägerhälfte, die mit „l“ bezeichneten die entsprechenden Werte in der linken Trägerhälfte.

\mathfrak{M} und \mathfrak{N} bezeichnen die Momente bzw. Längskräfte im statisch bestimmten Grundfall. M, N bezeichnen dieselben Wirkungsgrößen im Eingelenkbogen.

Aus der Annahme des Hauptsystemes ergibt sich im Falle der symmetrischen Anordnung des Systems das $\delta_{ab} = 0$. Man erhält für die statisch unbestimmten Kräfte folgende Gleichungen:

$$\left. \begin{aligned} L_a - \delta_{at} + &= \sum P_m \delta_{ma} - X_a \delta_{aa} \\ L_b - \delta_{bt} + &= \sum P_m \delta_{mb} - X_b \delta_{bb} \end{aligned} \right\} \dots \dots (3)$$

Es ist

$$\left. \begin{aligned} L_a &= f(\varphi_B - \varphi_A) + \xi_B - \xi_A \\ L_b &= -l_1(\varphi_B + \varphi_A) + \eta_B - \eta_A \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (4)$$

L_a und L_b sind die Arbeiten der Widerlagerreaktionen für die Zustände $X_a = -1$ und $X_b = -1$.

φ_A und φ_B sind die Winkel, um die sich die Widerlager drehen.

ξ_A und ξ_B sind die horizontalen Bewegungen, η_A und η_B die vertikalen Bewegungen der Widerlager.

δ_{at} und δ_{bt} sind die Verschiebungen in der Richtung von X_a bzw. X_b bei Temperaturänderungen.

$$\begin{aligned} E J_c \delta_{aa} &= \int \frac{M_a^2 E J_c}{E J} ds = \int_{-l_1}^{+l_1} M_a^2 \frac{J_c}{J} ds \\ &= \int_{-l_1}^{+l_1} y^2 \frac{J_c}{J} ds \dots \dots \dots (4) \end{aligned}$$

$$M_a = y l.$$

$$\begin{aligned} E J_c \delta_{bb} &= \int \frac{M_b^2 E J_c}{E J} ds = \int_{-l_1}^{+l_1} M_b^2 \frac{J_c}{J} ds \\ &= \int_{-l_1}^{+l_1} x^2 \frac{J_c}{J} ds \dots \dots \dots (5) \end{aligned}$$

Setzt man

$$\left. \begin{aligned} J' &= J \cos \varphi \\ \left(\frac{J_c}{J'} \right)_{x=l_1} &= \alpha \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (6)$$

J_c Trägheitsmoment des Scheitelquerschnittes, F_c Fläche des Scheitelquerschnittes.

Nimmt man für die Änderung des Trägheitsmomentes folgendes Gesetz an:

$$\frac{J_c}{J'} = 1 - (1 - \alpha) \frac{x^2}{l_1^2} \dots \dots \dots (8)$$

und setzt eine parabelförmige Bogenachse voraus, also

$$y = f \frac{x^2}{l_1^2} \dots \dots \dots (9)$$

dann kann man die Formeln (5) und (6) weiter transformieren.

Die $E J_c$ -fachen Verschiebungen werden kurz mit δ bezeichnet.

$$\begin{aligned} \delta_{aa} &= 2 \int_0^{l_1} y^2 \frac{J_c}{J} dx \\ &= 2 \frac{f^2}{l_1^4} \int_0^{l_1} \left(x^4 - (1 - \alpha) \frac{x^6 + 4}{l_1^2} \right) dx \dots \dots (10) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta_{bb} &= 2 \int_0^{l_1} x^2 \frac{J_c}{J} dx \\ &= 2 \int_0^{l_1} \left(x^2 - (1 - \alpha) \frac{x^4 + 2}{l_1^2} \right) dx \dots \dots \dots (11) \end{aligned}$$

Bei flachen Bogen wird man die Korrektur der δ_{bb} vernachlässigen können.

Das Zusatzglied für δ_{aa} lautet:

$$\delta_{aa} = \int_{-l_1}^{+l_1} \frac{N_c^2 ds}{E F} = \int_{-l_1}^{+l_1} \frac{\cos^2 \varphi ds}{E F} \dots \dots (12)$$

Hierbei ist näherungsweise $N = X_a \cos \varphi$ gesetzt worden, was bei flachen Bogen zulässig ist.

Nach Auswertung der Integrale erhält man

$$\delta_{aa} = \frac{2}{5} f^2 l_1 \frac{\varrho + 5\alpha}{\varrho + 5} \dots \dots \dots (I)$$

$$\delta_{bb} = \frac{2}{3} l_1^3 \frac{\varrho + 3\alpha}{\varrho + 3} \dots \dots \dots (II)$$

Will man die Normalkräfte berücksichtigen, dann ist δ_{aa} noch zu ergänzen mit

$$\delta_{aa} = 2 l \frac{J_c}{F_c} \tau \dots \dots \dots (12')$$

wobei

$$\tau = \frac{l_1}{2f} \arctg \frac{2f}{l_1}$$

und

$$F_c \sec \varphi = F$$

ist.

$$\delta_{aa \text{ corr}} = \delta_{aa} + \delta_{aa} = \delta_{aa} \left(1 + \frac{\delta_{aa}}{\delta_{aa}} \right) \dots (I')$$

Die unbestimmten Kräfte im Falle beweglicher Widerlager lauten:

$$X_a = \frac{E J_c}{\delta_{aa}} [f(\varphi_A - \varphi_B) + \xi_A - \xi_B] \dots (13)$$

$$X_b = \frac{E J_c}{\delta_{bb}} [l_1(\varphi_A + \varphi_B) + \eta_A - \eta_B] \dots (14)$$

Hierbei ist

φ_A und φ_B , positiv wenn die Drehung im Sinne des Uhrzeigers geschieht,
 ξ_A „ ξ_B , „ wenn die Widerlager nach rechts verschoben werden,
 η_A „ η_B , „ wenn die Widerlager nach unten verschoben werden.

Für Temperaturänderungen sind

$$X_a = \frac{2 E J_c l_1 t}{\delta_{aa}} \dots \dots \dots (15)$$

$$X_b = 0 \dots \dots \dots (16)$$

Die Einflußlinien können in folgender Weise ermittelt werden:

Es ist

$$X_a = \frac{\delta_{ma}}{\delta_{aa}} \text{ und } X_b = \frac{\delta_{mb}}{\delta_{bb}} \dots (17)$$

δ_{ma} bzw. δ_{mb} kann man als Biegelinie der Belastungszustände für X_a bzw. X_b betrachten.

Die Biegelinien können aus der Momentenfläche der elastischen Gewichte ermittelt werden:

$$\frac{d^2 \delta_{ma}}{dx^2} = y \left(1 - (1 - \alpha) \frac{x^q}{l_1^q} \right) \dots (18)$$

Durch zweimalige Integration und Berücksichtigung der nachstehenden Bedingungsgleichung zur Ermittlung der Konstanten erhält man Formel (III):

$$\left. \begin{aligned} \frac{d \delta_{ma}}{dx} &= 0 \text{ für } x = l_1 \\ \delta_{ma} &= 0 \text{ für } x = l_1 \end{aligned} \right\} \text{starre Widerlager.}$$

$$-\delta_{ma} = f l_1^2 \left[\frac{1}{12} \left(1 - \frac{x^4}{l_1^4} \right) - \frac{1 - \alpha}{(q+3)(q+4)} \left(1 - \frac{x^{q+4}}{l_1^{q+4}} \right) - \frac{q+3\alpha}{3(q+3)} \left(1 - \frac{x}{l_1} \right) \right] \text{ (III)}$$

Ferner ist

$$\frac{d^2 \delta_{mb}}{dx^2} = x - (1 - \alpha) \frac{x^{q+1}}{l_1^q} \dots (19)$$

Für $x = l_1$ ist

$$\left. \begin{aligned} \frac{d \delta_{mb}}{dx} &= 0 \\ \text{und } \delta_{mb} &= 0 \end{aligned} \right\} \dots (20)$$

Die Bedingungsgleichungen dienen zur Bestimmung der Konstanten. Nach zweimaliger Integration erhält man

$$\delta_{mb} = \frac{x^3}{6} - \frac{1 - \alpha}{(q+2)(q+3)} \cdot \frac{x^{q+3}}{l_1^q} - \frac{q+2\alpha}{2(q+2)} l_1^2 x + \frac{q+3\alpha}{3(q+3)} l_1^3 \text{ (IV)}$$

Mit Hilfe der Gleichungen (I), (II), (III) u. (IV) lassen sich nun die unbekannten X_a und X_b ermitteln.

Die Auswertung der Formeln wurde für eine große Anzahl von speziellen Werten für α und q vorgenommen, hierbei wurden die Werte von X_a und X_b für 12 Punkte einer Bogenhälfte ermittelt. Die Sehne des symmetrischen Bogens ist also in 24 gleiche Teile geteilt. In den meisten Fällen wird diese Teilung zum Auftragen der Einflußlinien genügen.

Die Herleitung der Spezialformeln für die einzelnen Werte von α und q und die Ermittlung der Einflußzahlen wird, da ziemlich umfangreich, nicht weiter angegeben. Die Resultate sind übersichtlich in der Tabelle dargestellt.

	X'_a								X'_b							
	$q=1$								$q=1$							
	$\alpha=1$	$\alpha=1/4$	$\alpha=1/10$	$\alpha=1/100$	$\alpha=0$	$\alpha=1/4$	$\alpha=1/10$	$\alpha=1/100$	$\alpha=1$	$\alpha=1/4$	$\alpha=1/10$	$\alpha=1/100$	$\alpha=0$	$\alpha=1/4$	$\alpha=1/10$	$\alpha=1/100$
0	0,625	0,673	0,700	0,743	0,750	0,655	0,652	0,740	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500
$1/12$	0,556	0,587	0,608	0,641	0,645	0,576	0,574	0,640	0,438	0,429	0,423	0,418	0,417	0,430	0,431	0,414
$2/12$	0,486	0,507	0,519	0,540	0,541	0,499	0,496	0,542	0,376	0,360	0,350	0,340	0,338	0,362	0,362	0,335
$3/12$	0,418	0,427	0,431	0,441	0,441	0,423	0,421	0,443	0,317	0,294	0,278	0,266	0,264	0,298	0,298	0,262
$4/12$	0,350	0,347	0,348	0,347	0,347	0,342	0,345	0,350	0,259	0,233	0,216	0,200	0,198	0,238	0,239	0,199
$5/12$	0,284	0,273	0,267	0,260	0,258	0,277	0,271	0,269	0,206	0,178	0,161	0,142	0,141	0,183	0,184	0,142
$6/12$	0,221	0,207	0,196	0,183	0,179	0,211	0,203	0,193	0,156	0,131	0,114	0,095	0,094	0,136	0,137	0,098
$7/12$	0,163	0,147	0,134	0,116	0,116	0,151	0,141	0,128	0,121	0,088	0,074	0,059	0,057	0,092	0,093	0,058
$8/12$	0,111	0,093	0,082	0,068	0,065	0,100	0,084	0,078	0,074	0,056	0,045	0,033	0,031	0,052	0,060	0,036
$9/12$	0,066	0,053	0,043	0,032	0,028	0,058	0,033	0,039	0,042	0,030	0,024	0,014	0,013	0,033	0,035	0,015
$10/12$	0,031	0,020	0,018	0,012	0,009	0,026	0,010	0,014	0,020	0,014	0,009	0,005	0,005	0,017	0,025	0,006
$11/12$	0,008	0,007	0,004	0,001	0,002	0,004	0,002	0,005	0,006	0,004	0,002	0,002	0,001	0,005	0,005	0,001
$12/12$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

$$X_a = + \frac{l'}{f} X'_a; \quad X_b = X'_b.$$

Mit Hilfe der angegebenen Einflußwerte wird man in jedem speziellen Fall leicht durch Interpolieren die Einflußlinien der statisch unbestimmten Kräfte ermitteln können.

α ist das Verhältnis der Trägheitsmomente des Scheitels und des Kämpfers: $\alpha = \frac{J_c}{J_k}$.

$\alpha = 1$ ist also der Fall konstanten Trägheitsmomentes; für $\alpha = 0$ müßte der Kämpferquerschnitt ∞ groß sein.

Man ist daher in der Lage, für die Verkehrslast rasch die ungünstigsten Momente zu ermitteln.

Man hat bloß aus den Einflußlinien für X_a und X_b die Einflußlinien der Kernpunktmomente abzuleiten.

Der weitere Vorgang ist derselbe wie bei dem eingespannten Bogen und kann als bekannt vorausgesetzt werden.

Die Untersuchung eines beliebig geformten Bogens, für den die Integrale nicht direkt ausgewertet werden können, geschieht durch Summierung der für einzelne Teilpunkte ermittelten Werte unter dem Integralzeichen.

Wie da vorzugehen ist, ergibt sich aus dem Näherungsverfahren. Die einzelnen Integrale können durch Summen ersetzt werden, die wieder rechnerisch oder zeichnerisch ermittelt werden können. Die Verfahren hierfür sind dieselben wie beim eingespannten Bogen.

Die ermittelten Einflußwerte genügen zur näherungsweise Berechnung eines Eingelenkbogens.

Es lassen sich aus den ermittelten Einflußwerten die Kämpferdrucklinie, Kämpferdruckumhüllungslinie usw. ermitteln.

Ebenso wäre es möglich, die sogenannten „zweiten“ X_a - und X_b -Linien zu ermitteln. Es sind dies die Einflußlinien für gleichförmig

verteilte Streckenlast. Die Linien sind wertvoll zur Bestimmung der ungünstigsten Belastungen im Falle der Ersatzbelastung.

Die Ermittlung aller dieser Linien geschieht nach dem Verfahren von Müller-Breslau (siehe II. Bd. 2. Abt. S. 571 u. ff.).

Die dort erwähnten Verfahren können für den Eingelenkbogen analog verwendet werden.

Aus der Tabelle der Einflußwerte ersieht man, daß der Einfluß der Trägheitsmomente ein verhältnismäßig geringer ist. Und zwar nimmt der Horizontalschub zu für Belastungen in der Nähe des Scheitels bei zunehmendem Trägheitsmoment gegen den Kämpfer. Durch kräftige Kämpfer waren eine Entlastung des Scheitels herbeigeführt worden.

Die erstmalige Annahme des Bogens kann bloß durch Schätzung geschehen und muß dann eventuell eine Korrektur der Bogenquerschnitte und hierauf eine neuerliche Berechnung erfolgen.

Bei massiven Bögen aus Beton oder Eisenbeton nimmt man gewöhnlich zur Bestimmung der Trägheitsmomente einen homogenen Querschnitt an.

Bei kastenförmigen Querschnitten wird man die Schwerpunkte der Querschnitte unter Annahme eines homogenen Materiales ermitteln und hierauf die Bogenordinaten erhalten.

Gibt dann die Spannungsberechnung bedeutende Zugspannungen, so sind die ermittelten Spannungswerte nicht fehlerfrei und müßte eigentlich eine neuerliche Berechnung erfolgen, wobei mit Verwendung der ermittelten Nulllinie die Trägheitsmomente des nicht homogenen Querschnittes berechnet werden müßten. Diese große Unsicherheit bei der Spannungsberechnung im Falle bedeutender Zugspannung wird man daher durch entsprechende konstruktive Ausbildung zu vermeiden suchen.

DIMENSIONIERUNG RECHTECKIGER AUF BIEGUNG UND NORMAL-BELASTUNG BEANSPRUCHTER EISENBETONQUERSCHNITTE.

Von Ingenieur N. J. Nielsen (Kopenhagen.)

Wird ein rechteckiger Eisenbetonquerschnitt nur auf Biegung beansprucht, findet man bei einseitiger Eiseneinlage und Breite b die Nutzhöhe

$$h - a = c_1 \sqrt{\frac{M}{b}}$$

und die Eiseneinlage a *)

$$f_e = c_2 \sqrt{\frac{M}{b}} \text{ oder } f_e = c_3 b (h - a).$$

Für eine Betonspannung $\sigma_b = 40 \text{ kg/cm}^2$ und eine Eisenspannung $\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2$ ist z. B. $c_1 = 0,39$, $c_2 = 0,00293$ oder $c_3 = 0,0075$.

Wenn der Querschnitt nicht allein auf Biegung sondern gleichzeitig auf Druck oder Zug beansprucht wird, lassen sich ähnliche einfache Formeln für die Dimensionierung aufstellen.

In nachstehendem wird nur der Fall behandelt, in welchem die Nulllinie innerhalb des Querschnitts bleibt, und es ist vorausgesetzt, daß der Beton keine Zugspannungen aufnehmen kann.

In diesem Fall hat man folgende 4 Gleichungen (siehe die Abbildung links unten in der Kurven-tafel auf Seite 21):

$$\sigma_e = n \frac{h-a-x}{x} \sigma_b \dots \dots (1)$$

$$\sigma_{e'} = n \frac{x-a}{x} \sigma_b \dots \dots (2)$$

$$N = \frac{1}{2} b x \sigma_b + f_e' \sigma_{e'} - f_e \sigma_e \dots \dots (3)$$

$$M = \frac{1}{2} b x \sigma_b \left(\frac{h}{2} - \frac{x}{3} \right) + f_e' \sigma_{e'} \left(\frac{h}{2} - a' \right) + f_e \sigma_e \left(\frac{h}{2} - a \right) \dots (4)$$

Wenn Gl. (1) und (2) in (3) und (4) eingesetzt werden, erhält man

$$N = \frac{1}{2} b x \sigma_b + n f_e' \frac{x-a'}{x} \sigma_b - n f_e \frac{h-a-x}{x} \sigma_b \quad (5)$$

$$M = \frac{1}{2} b x \sigma_b \left(\frac{h}{2} - \frac{x}{3} \right) + n f_e' \frac{x-a'}{x} \sigma_b \left(\frac{h}{2} - a' \right) + n f_e \frac{h-a-x}{x} \sigma_b \left(\frac{h}{2} - a \right) \dots (6)$$

Aus Gl. (6) ergibt sich

$$h : \sqrt{\frac{M}{b}} = \frac{1}{\sqrt{\sigma_b \left[\frac{1}{2} \frac{x}{h} \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{3} \frac{x}{h} \right) + \frac{n f_e'}{b h} \left(1 - \frac{a'}{h} \frac{h}{x} \right) \left(\frac{1}{2} - \frac{a'}{h} \right) + \frac{n f_e}{b h} \left(\frac{h}{x} - \frac{a}{h} \frac{h}{x} - 1 \right) \left(\frac{1}{2} - \frac{a}{h} \right) \right]}} \quad (7)$$

aus Gl. (5) u. (7)

$$N : \sqrt{\frac{M}{b}} = \frac{\sigma_b \left[\frac{1}{2} \frac{x}{h} + \frac{n f_e'}{b h} \left(1 - \frac{a'}{h} \frac{h}{x} \right) - \frac{n f_e}{b h} \left(\frac{h}{x} - \frac{a}{h} \frac{h}{x} - 1 \right) \right]}{\sqrt{\sigma_b \left[\frac{1}{2} \frac{x}{h} \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{3} \frac{x}{h} \right) + \frac{n f_e'}{b h} \left(1 - \frac{a'}{h} \frac{h}{x} \right) \left(\frac{1}{2} - \frac{a'}{h} \right) + \frac{n f_e}{b h} \left(\frac{h}{x} - \frac{a}{h} \frac{h}{x} - 1 \right) \left(\frac{1}{2} - \frac{a}{h} \right) \right]}} \quad (8)$$

Wenn M , N , b , σ_b , $\frac{a}{h}$, $\frac{a'}{h}$, n , f_e und f_e' bekannt sind, dann ist durch die Gl. (8) $\frac{x}{h}$, durch Gl. (7) die Höhe h und durch Gl. (1) die Eisenzugspannung bestimmt.

Nennt man

$$k = \frac{1}{\sqrt{\sigma_b \left[\frac{1}{2} \frac{x}{h} \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{3} \frac{x}{h} \right) + \frac{n f_e'}{b h} \left(1 - \frac{a'}{h} \frac{h}{x} \right) \left(\frac{1}{2} - \frac{a'}{h} \right) + \frac{n f_e}{b h} \left(\frac{h}{x} - \frac{a}{h} \frac{h}{x} - 1 \right) \left(\frac{1}{2} - \frac{a}{h} \right) \right]}} \quad (9)$$

$$l = \sigma_b \left[\frac{1}{2} \frac{x}{h} + \frac{n f_e'}{b h} \left(1 - \frac{a'}{h} \frac{h}{x} \right) - \frac{n f_e}{b h} \left(\frac{h}{x} - \frac{a}{h} \frac{h}{x} - 1 \right) \right] \dots \dots \dots (10)$$

dann erhält man aus Gl. (8):

$$\frac{N}{b} : \sqrt{\frac{M}{b}} = k l \dots \dots (11)$$

und aus Gl. (7):

$$h = k \sqrt{\frac{M}{b}} \dots \dots (12)$$

Die Eiseneinlage $f_e + f_e'$ wird Minimum, wenn $\frac{d f_e}{d x} + \frac{d f_e'}{d x} = 0$ ist. Aus den Gl. (5) u. (6) ergeben sich durch Differentiation $\frac{d f_e}{d x}$ und $\frac{d f_e'}{d x}$, und die

Bedingung für $f_e + f_e' = \text{Minimum}$ wird nach Einsetzen, Zusammenziehen und Ordnen

$$\frac{5}{6} b x^3 - \frac{1}{2} b (h-a+a') x^2 + n [(h-a) f_e + a' f_e'] x - (h-a) a' n (f_e + f_e') = 0 \quad (13)$$

In der weiteren Entwicklung ist $n = 15$ und $\frac{a}{h} = \frac{a'}{h} = 0,08$ angenommen. Aus Gl. (1) bekommt man dann

$$\frac{x}{h} = 0,92 \frac{15 \sigma_b}{\sigma_e + 15 \sigma_b} \dots \dots (14)$$

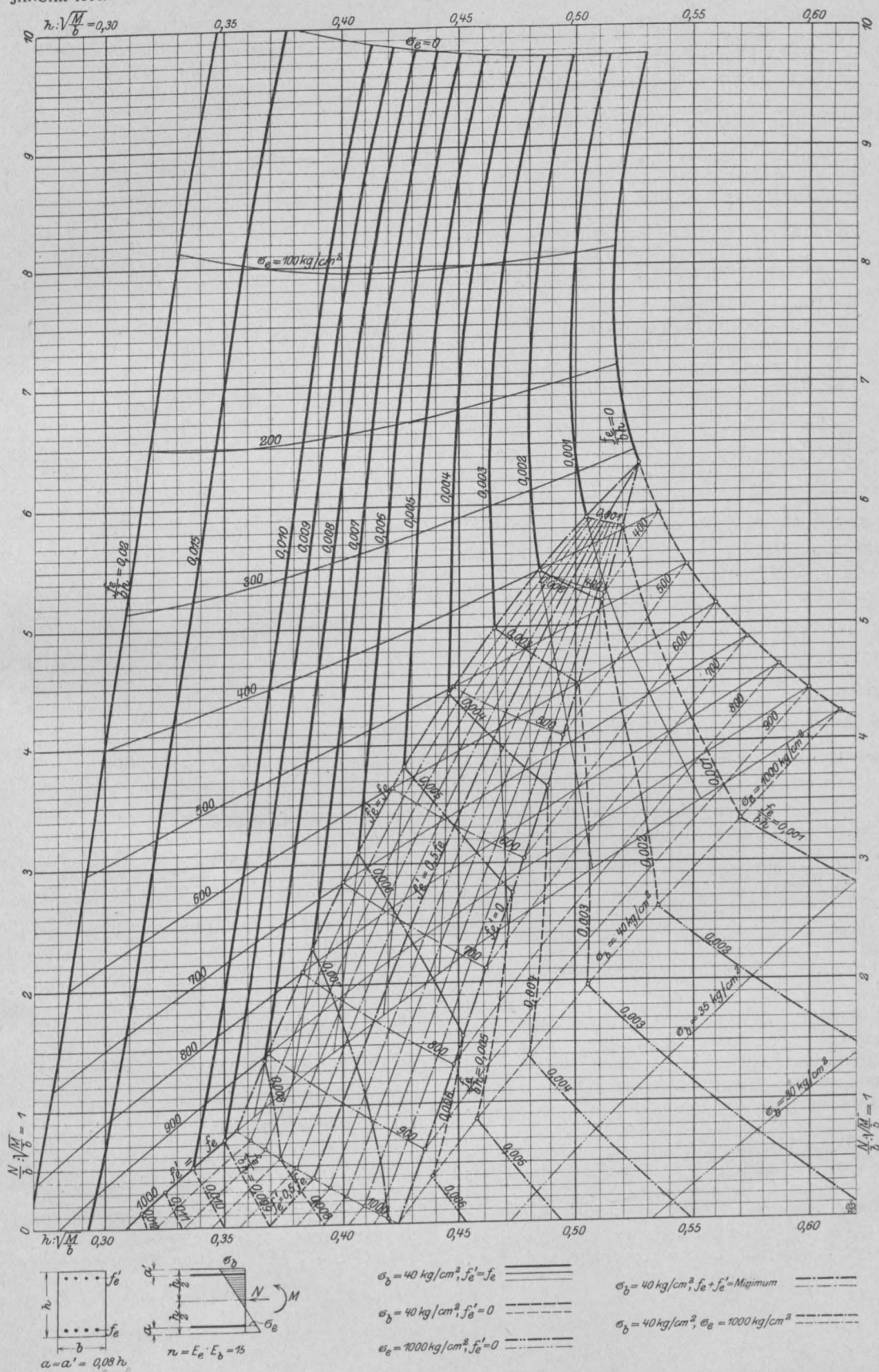
aus Gl. (9) u. (10)

$$k = \frac{1}{\sqrt{\sigma_b \left[\frac{1}{2} \frac{x}{h} \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{3} \frac{x}{h} \right) + 6,3 \frac{f_e'}{b h} \left(1 - 0,08 \frac{h}{x} \right) + 6,3 \frac{f_e}{b h} \left(0,92 \frac{h}{x} - 1 \right) \right]}} \dots (15)$$

$$l = \sigma_b \left[\frac{1}{2} \frac{x}{h} + 15 \frac{f_e'}{b h} \left(1 - 0,08 \frac{h}{x} \right) - 15 \frac{f_e}{b h} \left(0,92 \frac{h}{x} - 1 \right) \right] \dots \dots (16)$$

und aus Gl. (13):

$$\frac{5}{6} \left(\frac{x}{h} \right)^3 - \frac{1}{2} \left(\frac{x}{h} \right)^2 + \left(13,8 \frac{f_e}{b h} + 1,2 \frac{f_e'}{b h} \right) \frac{x}{h} - 1,104 \left(\frac{f_e}{b h} + \frac{f_e'}{b h} \right) = 0 \dots \dots (17)$$



Für verschiedene σ_e oder σ_b , aber unveränderliche $\frac{f_e}{b h}$ und $\frac{f_e'}{b h}$ lassen sich k und l mittels der Gl. (14), (15) u. (16) berechnen. Setzt man die gefundenen $k = h : \sqrt{\frac{M}{b}}$ als Abszissen, die zugehörigen $kl = \frac{N}{b} : \sqrt{\frac{M}{b}}$ als Ordinaten ab, wird dadurch eine Kurve bestimmt.

Solche Kurven sind für $\frac{f_e}{b h} = 0,001, 0,002, 0,003 \dots$ in folgenden Fällen berechnet und aufgezeichnet:

- 1) $\sigma_b = 40 \text{ kg/cm}^2$, $f_e' = f_e$,
- 2) $\sigma_b = 40 \text{ kg/cm}^2$, $f_e' = 0$,
- 3) $\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2$, $f_e' = 0$,
- 4) $\sigma_b = 40 \text{ kg/cm}^2$, $f_e + f_e' = \text{Minimum}$,
- 5) $\sigma_b = 40 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2$.

In den Fällen 1 und 2 sind die Punkte der Kurven für $\sigma_e = 0, 100, 200, 300, \dots, 1000 \text{ kg/cm}^2$, im Fall 3 für $\sigma_b = 25, 30, 35, 40 \text{ kg/cm}^2$ gefunden. Dadurch werden in jedem Fall sowohl Kurven für gleiche Spannung, als Kurven für gleiche $\frac{f_e}{b h}$ bestimmt.

In den Fällen 4 und 5 ist die Berechnung für $f_e' = 0, 0,1 f_e, 0,2 f_e, 0,3 f_e, \dots, 1,0 f_e$ ausgeführt. Im Fall 4 sind die Kurven für $\frac{f_e}{b h} = 0, 0,001, 0,002, 0,003, \dots$ mittels (15) und (16) mit den aus (17) gefundenen $\frac{x}{h}$ berechnet. Ferner sind im Fall 4 die Kurven für $\sigma_e = 400, 500, 600, \dots, 1000 \text{ kg/cm}^2$ bestimmt, indem $\frac{x}{h}$ aus (14) und $\frac{f_e}{b h}$ aus (17) gefunden wird.

Bei der Dimensionierung für Biegung mit Achsialdruck findet man jetzt mit dem bekannten $\frac{N}{b} : \sqrt{\frac{M}{b}}$ aus der Tafel zusammengehörige $h : \sqrt{\frac{M}{b}}$, $\frac{f_e}{b h}$, $\frac{f_e'}{b h}$ und σ_e , oder, im Fall 3, σ_b . Man bemerke, daß die Gesamthöhe des Querschnittes, nicht die Nutzhöhe, dadurch gefunden wird.

Für $f_e' \leq f_e$, $\sigma_b \leq 40 \text{ kg/cm}^2$ und $\sigma_e \leq 1000 \text{ kg/cm}^2$ kann bei gegebener oder gewählter Querschnittshöhe die kleinste Eiseneinlage, die möglich ist, aus der Tafel gefunden werden. Die verschiedenen Kurvensysteme sind nicht übereinander greifend gezeichnet; z. B. sind die Kurven im Fall 5 nur bis Kurve $\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2$ im Fall 4 geführt, da Fall 4 oder Fall 2 außerhalb dieser Kurve einen kleineren Eisenaufwand als Fall 5 erfordert. Nur im Fall 1 sind die Kurven bis $\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2$ geführt, da es oft wünschenswert ist, eine symmetrische Armierung anzuordnen,

namentlich in solchen Konstruktionen, wo die Momente bald positiv, bald negativ werden.

In der Berechnung der Kurven wurde $n = 15$ vorausgesetzt; wenn dieses nicht angenommen werden darf, dann müssen statt $\frac{f_e}{b h} = 0,001, 0,002, \dots$ die Kurven $\frac{f_e}{b h} = 0,001 \cdot \frac{15}{n}, 0,002 \cdot \frac{15}{n}, \dots$ heißen.

Für andere zulässige σ_b als 40 kg/cm^2 müssen in den Fällen 1, 2, 4 und 5 M und N mit $\frac{40}{\sigma_b}$ multipliziert werden, und statt $\sigma_e = 0, 100, 200 \text{ kg/cm}^2$ müssen die Kurven

$$\sigma_e = 0, \quad \frac{\sigma_b}{40} \cdot 100, \quad \frac{\sigma_b}{40} \cdot 200 \text{ kg/cm}^2$$

heißen.

Sind in den Fällen 3 und 5 andere σ_e als 1000 kg/cm^2 zulässig, muß man $\frac{1000}{\sigma_e} M$ und $\frac{1000}{\sigma_e} N$ statt M und N einführen, und statt $\sigma_b = 25, 30, 35$ und 40 kg/cm^2 erhält man jetzt

$$\sigma_b = \frac{\sigma_e}{1000} \cdot 25, \quad \frac{\sigma_e}{1000} \cdot 30, \quad \frac{\sigma_e}{1000} \cdot 35$$

und

$$\frac{\sigma_e}{1000} \cdot 40 \text{ kg/cm}^2.$$

Beispiele.

1) Ein rechteckiger Eisenbetonquerschnitt soll mit einer Breite $b = 45 \text{ cm}$ ein Biegemoment $M = 2\,200\,000 \text{ cmkg}$ und eine achsiale Druckkraft $N = 24\,000 \text{ kg}$ aufnehmen.

$$\frac{N}{b} : \sqrt{\frac{M}{b}} = \frac{24\,000}{45} : \sqrt{\frac{2\,200\,000}{45}} = 2,41.$$

a) Man wählt $\sigma_b = 40 \text{ kg/cm}^2$, $f_e' = f_e = 0,008 b h$ und findet aus der Tafel:

$$h = 0,376 \sqrt{\frac{M}{b}} = 0,376 \sqrt{\frac{2\,200\,000}{45}} = 83,1 \text{ cm},$$

$$f_e' = f_e = 0,008 b h = 0,008 \cdot 45 \cdot 83,1 = 30,0 \text{ cm}^2,$$

$$\sigma_e = 730 \text{ kg/cm}^2.$$

b) $\sigma_b = 40 \text{ kg/cm}^2$, $f_e' = f_e$, $f_e + f_e' = \text{Minimum}$.

$$h = 0,391 \sqrt{\frac{2\,200\,000}{45}} = 86,5 \text{ cm},$$

$$f_e' = f_e = 0,0069 \cdot 45 \cdot 86,5 = 26,8 \text{ cm}^2,$$

$$\sigma_e = 760 \text{ kg/cm}^2.$$

c) $\sigma_b = 40 \text{ kg/cm}^2$, $f_e' = 0,5 f_e$, $f_e + f_e' = \text{Minimum}$.

$$h = 0,428 \sqrt{\frac{2\,200\,000}{45}} = 94,7 \text{ cm},$$

$$f_e = 0,0060 \cdot 45 \cdot 94,7 = 25,6 \text{ cm}^2,$$

$$f_e' = 0,5 f_e = 12,8 \text{ cm}^2,$$

$$\sigma_e = 710 \text{ kg/cm}^2.$$

d) $\sigma_b = 40 \text{ kg/cm}^2$, $f_e' = 0$, $f_e + f_e' = \text{Minimum}$.

$$h = 0,467 \sqrt{\frac{2\,200\,000}{45}} = 103,3 \text{ cm},$$

$$f_e = 0,0053 \cdot 45 \cdot 103,3 = 24,7 \text{ cm}^2,$$

$$\sigma_e = 670 \text{ kg/cm}^2.$$

e) $\sigma_b = 40 \text{ kg/cm}^2$, $f_e' = 0$, $f_e = 0,004 \text{ b h}$.

$$h = 0,486 \sqrt{\frac{2\,200\,000}{45}} = 107,5 \text{ cm},$$

$$f_e = 0,004 \cdot 45 \cdot 107,5 = 19,4 \text{ cm}^2,$$

$$\sigma_e = 770 \text{ kg/cm}^2.$$

f) $\sigma_b = 40 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2$, $f_e' = 0$.

$$h = 0,525 \sqrt{\frac{2\,200\,000}{45}} = 116,1 \text{ cm},$$

$$f_e = 0,0023 \cdot 45 \cdot 116,1 = 12,0 \text{ cm}^2.$$

g) $\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2$, $f_e' = 0$, $f_e = 0,002 \text{ b h}$.

$$h = 0,548 \sqrt{\frac{2\,200\,000}{45}} = 121,2 \text{ cm},$$

$$f_e = 0,002 \cdot 45 \cdot 121,2 = 10,9 \text{ cm}^2,$$

$$\sigma_b = 38 \text{ kg/cm}^2.$$

2) M, N und b wie in Beispiel 1. Für $\sigma_b = 40 \text{ kg/cm}^2$ und $h = 94,7 \text{ cm}$, wie in 1, c gefunden, soll eine symmetrische Armierung angeordnet werden.

$$\frac{N}{b} : \sqrt{\frac{M}{b}} = 2,41,$$

$$h : \sqrt{\frac{M}{b}} = 94,7 : \sqrt{\frac{2\,200\,000}{45}} = 0,428.$$

Aus der Tafel findet man:

$$f_e' = f_e = 0,0047 \text{ b h} = 0,0047 \cdot 45 \cdot 94,7 = 20,0 \text{ cm}^2,$$

$$\sigma_e = 870 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Höhe ist dieselbe, wie in 1, c, dagegen sind $f_e + f_e'$ und σ_e größer als in 1, c.

3) $N = 0$, $M = 10\,000 \text{ mkg}$ für 1 m Breite.

$$\frac{N}{b} : \sqrt{\frac{M}{b}} = 0.$$

a) Man wählt $\sigma_b = 40 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2$, $f_e = 0,010 \text{ b h}$ und findet aus der Tafel:

$$h = 0,350 \sqrt{\frac{M}{b}} = 0,350 \sqrt{10\,000} = 35,0 \text{ cm},$$

$$f_e = 0,010 \text{ b h} = 0,010 \cdot 100 \cdot 35,0 = 35,0 \text{ cm}^2,$$

$$f_e' = 0,67 f_e = 23,5 \text{ cm}^2.$$

b) $\sigma_b = 40 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2$, $f_e + f_e' = \text{Minimum}$.

$$h = 0,425 \sqrt{10\,000} = 42,5 \text{ cm},$$

$$f_e = 0,0069 \cdot 100 \cdot 42,5 = 29,3 \text{ cm}^2,$$

$$f_e' = 0.$$

Hätte man $h - a$ statt h in dem Beispiel 3, b gesucht, dann würde man die bekannten Formeln für reine Biegung und einseitige Eiseneinlage gefunden haben:

$$h - a = 0,92 \cdot 0,425 \sqrt{\frac{M}{b}} = 0,39 \sqrt{\frac{M}{b}}$$

$$\text{und } f_e = \frac{0,0069}{0,92} \text{ b } (h - a) = 0,0075 \text{ b } (h - a)$$

$$\text{oder } 0,002\,93 \sqrt{M b}.$$

Es liegt also bei $N = 0$, $\sigma_b = 40 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2$ und $f_e' = 0$ ein Fall vor, für welchen $f_e + f_e'$ ein Minimum wird.

4) M, N und b wie im Beispiel 1. Zulässige $\sigma_b = 30 \text{ kg/cm}^2$.

$$\begin{aligned} \frac{40}{\sigma_b} \cdot \frac{N}{b} : \sqrt{\frac{40}{\sigma_b} \cdot \frac{M}{b}} &= N \sqrt{\frac{40}{M b \sigma_b}} \\ &= 24\,000 \sqrt{\frac{40}{2\,200\,000 \cdot 45 \cdot 30}} = 2,79. \end{aligned}$$

Man wählt z. B. $f_e' = 0,5 f_e$, $f_e + f_e' = \text{Minimum}$ und findet:

$$\begin{aligned} h &= 0,437 \sqrt{\frac{40}{\sigma_b} \cdot \frac{M}{b}} = 0,437 \sqrt{\frac{40}{30} \cdot \frac{2\,200\,000}{45}} \\ &= 111,6 \text{ cm}^2, \end{aligned}$$

$$f_e = 0,0056 \text{ b h} = 0,0056 \cdot 45 \cdot 111,6 = 28,0 \text{ cm}^2,$$

$$f_e' = 0,5 f_e = 14,0 \text{ cm}^2,$$

$$\sigma_e = \frac{\sigma_b}{40} \cdot 665 = \frac{30}{40} \cdot 665 = 500 \text{ kg/cm}^2.$$

EISENBETON IM MEERWASSER.

Von Dr.-Ing. Anton Hambloch (Andernach).

Aus Technischen Kreisen Hollands wurde mir jüngst mitgeteilt, daß der Ausschuß der „Zuidersee-Vereinigung“ ein Urteil über die Frage gefällt habe hinsichtlich der Verwendung von armiertem Beton (Eisenbeton) bei Bauten im Meerwasser. Besonders wurde in diesem Urteil auch die Frage

gestreift wegen der Zumischung von Traß beim Zement, und zwar ging die Auffassung dahin, daß es noch nicht genügend bewiesen sei, daß in der Zufügung von Traß zum Zement ein Mittel gefunden wurde, um Zementbeton gegenüber der Einwirkung des Seewassers zu schützen.

Da diese Angelegenheit nun nicht nur für Holland, und zwar in hauptsächlichlicher Betrachtung für die beabsichtigten großen Bauten zur Trockenlegung der Zuidersee bezw. der Watten zwischen Ameland und Friesland, sondern auch in ganz allgemeiner Weise eine große Bedeutung hat, so sei es mir gestattet, hier einmal die Kernpunkte der ganzen Frage zu beleuchten. Dies dürfte um so angezeigt sein, als die Ausführungen des Ausschusses der Zuidersee-Vereinigung ohne Zweifel großem Widerspruch in allen Kreisen der beteiligten Technik und auch vom Standpunkte der Wissenschaft begegnen werden.

Nun zur Sache! Bei allen Bauwerken, die der Einwirkung des Meerwassers ausgesetzt sind, hat sich von je her derjenige Mörtel am widerstandsfähigsten gezeigt, der neben höchster Dichtigkeit auch die Eigenschaften in sich hatte, den Salzen der See gegenüber keine Angriffspunkte zu bieten. Der dichteste Mörtel ist fraglos solcher, der plastisch ist, oder vielmehr der einen hohen Prozentsatz an kolloiden Stoffen besitzt. Durch diese Eigenschaft wird der Betätigung der Diffusion der im Meerwasser gelösten Salze am wirksamsten entgegengearbeitet. Gestatten doch alle kolloiden Körper dem betreffenden Lösungsmittel (also beim Mörtelprozeß dem Wasser) den Durchgang, verwehren aber den Durchgang dem gelösten Stoffe. Diese Fähigkeit der kolloiden Stoffe ist dahin zu erklären, daß dieselben mit semipermeablen, also halbdurchlässigen Häutchen zu vergleichen sind und genau so wirken wie die Membranen der Natur. In dieser Halbdurchlässigkeit des Traß-Kalk-Mörtels, auch des Traß-Zement-Mörtels, wegen der Anreicherung desselben infolge der im Trasse in hohem Maße enthaltenen Kolloide liegt eben, wie schon erwähnt, die Verhinderung, daß die Salze des Meeres in den Mörtel eindringen bezw. diffundieren, und beugen so dem schädlichen Einflusse der chemischen Bestandteile des Meerwassers auf den Mörtel vor. Bei dem reinen Traß-Kalk-Mörtel kommt aber noch eine weitere Eigenschaft hinzu, das ist, daß derselbe in seiner Enderhärtung ein zeolithisches Mineral darstellt, und ist es hier wohl angebracht, auch darüber einige Worte zu sagen.

Zeolithe besitzen die seltene Eigenschaft, sich mit allen Basen in Form eines gegenseitigen Wechselprozesses auszutauschen (Permutation). Die Säuren verbinden sich also mit den Basen, während die freien Basen eine rege Austausch-tätigkeit unter sich beginnen. Hierbei sind am wesentlichsten die Aluminatsilikate beteiligt, woraus der Traß in seinen Hauptbestandteilen besteht. Die interessanteste Erscheinung hierbei ist ferner, daß die kalkhaltigen Zeolithe, also z. B. der Traßmörtel, in einer sehr reichen Form ihre Basen, d. h. also hier die Kalksalze, an Lö-

sungen abgeben, wobei andere Basen, also hier die Meersalze, in Frage kommen und sich dann zu völlig unlöslichen Doppelsalzen verbinden.

Als klassisches Beispiel möchte ich anführen, daß der Kalk im Traß-Kalk-Mörtel bei Erhärtung im Meerwasser immer mehr und mehr durch Natron ersetzt wird. Wir haben auch als Beweis für diese von Natur aus so wunderbar eingerichtete Fähigkeit der Zeolithe die großartige Wirkung derselben in der Erde. Die Zeolithe verbinden sich und tauschen sich gegenseitig aus mit allen künstlichen Nährsalzen des Bodens, z. B. den Kalisalzen, den Phosphaten (phosphorsaure Salze), Nitraten (salpetersaure Salze) usw.

Nur in diesen zwei Eigenschaften des Traß-Kalk-Mörtels bei Bauten im Meerwasser können wir uns seine hervorragende Eignung, richtiges Mischungsverhältnis und sachgemäße Anwendung stets vorausgesetzt, erklären, und bieten uns ja auch ganz alte Zeugen für diese Bewährung einen völlig einwandfreien Beweis. So sind z. B. noch Überreste des alten Hafendamms von Pozzuoli unweit Neapel, gewöhnlich die Brücke des Caligula genannt, vorhanden, und haben dieselben also seit uralten Zeiten dem täglichen Angriffe der Wogen des Meeres siegreich widerstanden. Es ist hier nur die Puzzolane, also bei uns in Deutschland und in Holland der Traß, der sie ihre unerschütterliche Festigkeit verdanken.

Auch kann ich noch auf ein sehr interessantes Zeugnis des französischen Gelehrten Faujas de Saint Fond aus dem Jahre 1778 aus seinem Werke „Recherches sur les Volcans Éteints du Vivarais et du Velay“, Seite 213 und 214, hinweisen, worin derselbe über Verwendung der am Mittelmeer zur Verfügung stehenden Puzzolane und insbesondere über damit ausgeführte Bauten im Arsenal von Toulon Ausführungen macht.

Dieselben lauten an der betreffenden Stelle in deutscher Übersetzung wörtlich wie folgt:

„Die Puzzolane erlangt mit der Zeit eine so große Erhärtung im Wasser, daß ich an einem „La Vieille Tour“ genannten alten Bauwerk zu Toulon, welches im Meer erbaut ist, Mauern in Hausteinen ausgeführt gesehen habe, welche die Salze des Meerwassers und der Wellenschlag abgenutzt und zerstört haben; die Fugen aber, die mit Puzzolane gemacht sind (hierbei ist stets natürlich ein Puzzolanmörtel, also ein Mörtel aus Puzzolane, Kalk und Sand verstanden), haben widerstanden und sind von einer außerordentlichen Festigkeit; sie bilden Ränder und höchst eigenartig hervorspringende Umrahmungen, welche zeigen, bis wie weit die Kopf-fläche der Steine früher ging. Nichts beweist besser die Vorzüglichkeit der Puzzolane! Das erinnert mich auch an das, was Chevalier Hamilton von den mit Puzzolane gefertigten

Blöcken berichtet, welche sich am Meeresstrande von Pozzuoli befinden. Die Kaustizität des Meer-salzes hat sie nicht im mindesten angegriffen, und der fortwährende Anprall der Wellen, weit davon entfernt, sie zu zerstören und sie umzustürzen, hat sie verfestigt und wie Kiesel poliert usw. usw.“

Besitzen wir also hier in diesen Beweisstücken älterer und alter Zeit für die Vorzüglichkeit des Puzzolanmörtels bezw. des Traßmörtels ein voll-gültiges Zeugnis, so sind auch diese Erfahrungen nur die Veranlassung gewesen, bei der vorwiegen-den Bauweise unserer neuesten Zeit sich der Mitwirkung der Puzzolane bezw. des deutschen Trasses zu versichern. Hierbei denke ich insonder-heit an den den Kardinalpunkt der vorliegenden Frage bildenden Eisenbeton bei Bauten im Meere.

Wie wir also schon erklärt haben, ist der-jenige Mörtel im Seewasser am widerstandsfähig-sten, der neben seiner höchsten Dichtigkeit auch noch in seinem chemischen Verhalten dem Meer-wasser keine oder nur geringe Angriffspunkte bietet. Diesen Gesichtspunkt hielt sich auch der leider viel zu früh verstorbene deutsche For-scher, Herr Professor Dr. Michaëlis bei seinen in der ganzen Welt bekannt gewordenen Arbeiten, welche im Jahre 1895 unter dem Titel: „Das Ver-halten der hydraulischen Bindemittel im Meer-wasser“ erschienen, vor. Diese Arbeiten ergaben nämlich die unbestrittene Feststellung, daß in jedem Zement eine erhebliche Menge freien, d. h. ungesättigt gebliebenen Kalkes vorhanden sei, der bei der Erhärtung des Mörtels ausschiede. Naturgemäß mußte diese Ausscheidung verheerende Folgen haben, indem durch die Lockerung des Gefüges der weiteren Einwirkung des Seewassers ungehindert Platz geschaffen wurde. So kam deshalb auch Michaëlis am Ende seiner hoch-interessanten Untersuchungen zu dem folgerichti-gen Schluß, daß dieser unvermeidlichen Wirkungs-weise des Meerwassers auf den Zement bezw. auf den Zementmörtel nur dadurch mit Nutzen entgegengewirkt werden könnte, wenn dem Zemente kieselsäurereiche Substanzen, vor-zugsweise echter Traß, zugemischt würden, um dadurch die vollständige chemische Bindung des freien CaO (Kalziumoxyds) zu erlangen. Daß Michaëlis in allen seinen dies-bezüglichen Resultaten und Schlußfolgerungen recht behalten hat, wurde in öffentlicher Weise dadurch dokumentiert, daß umfassende Unter-suchungsarbeiten auf der deutschen Insel Sylt im Auftrage des preußischen Ministers der öffent-lichen Arbeiten angestellt wurden, die den Nachweis erbrachten — vgl. „Ergänzungsheft I des Jahrganges 1900 der Mitteilungen aus den Königl. Mechanisch-Technischen Versuchsanstalten zu Berlin“ —, daß durch Zusatz von Traß der

Portlandzement für die Benutzung im See-wasser geeigneter gemacht wird. Wenn also dies für die damalige Zeit nur für den Port-landzementmörtel galt, weil man durch veränderte und namentlich schnellere Bauweise nicht überall mehr nach altem Rezept den reinen Traß-Kalk-Mörtel anwenden konnte — und hier nenne ich die letzten großen deutschen Bauwerke, die mit zusammengesetztem Zement-Traß-Mörtel im Seewasser hergestellt wurden, wie die großen Hafengebäuden in Wilhelmshaven, die neue große Seeschleuse in Emden und die allerletzten Riesen-bauwerke, wie die beiden neuen Nordsee- bzw. Ostseekanal-Schleusen bei Brunsbüttel und bei Holtenau, so gilt dies in weit höherem Maße für die Anwendungsart des Trasses bei dem Eisen-beton. Ich befinde mich auch hier mit der ganzen technischen Welt in vollständiger Übereinstimmung, indem ich die Behauptung aufstelle, daß Eisen-betonbauten sehr wohl im Meere ausgeführt werden können, wenn dabei auf die Zusammen-setzung des Mörtels das hauptsächlichste Gewicht gelegt wird. Dies ist so zu verstehen, daß man das Eisen im Beton durch absoluten Abschluß nach außen sichert, und zwar durch einen Mörtel, bestehend aus gutem Portlandzement, unter Hinzufügung eines entsprechenden Traßzusatzes, der zwischen 0,5 bis 1 Raumteil auf 1 Raumteil Ze-ment schwankt.

Ich lasse hier aber am besten die Urteile einer Reihe namhafter Ingenieure und Forscher, auch aus Holland, zu Worte kommen, und indem ich diese verschiedenen gutachtlichen Äußerungen in den meisten Fällen wörtlich zitiere, gebe ich der Hoffnung Ausdruck, daß der Ausschuß der Zuidersee-Vereinigung auf Grund meines vor-liegenden Aufsatzes seine Ängstlichkeit oder richtiger wohl seine unbegründete Vorsicht aufgeben wird in Bezug auf die Anwendung von Eisenbeton bei den projektierten Bauten für die Trockenlegung der Zuidersee usw. usw.

Herr Luigi Luigi, Professor des Wasser- und Seebauwesens an der Technischen Hochschule zu Rom und Generalingenieur des Zivilingenieur-wesens, sagte in seinem Berichte zum XII. Internationalen Schifffahrtkongreß in Philadelphia 1912: „Eisenbeton mit Beimischung von Traß bei Arbeiten im Meeresgebiet“, daß die Wasserdichtigkeit eine wesentliche Bedingung bei Seebauten gegenüber dem Angriff des Meer-wassers auf den Mörtel sei. Er spricht dann auch von dem freien Kalk im Zement, der bei Berüh-rung mit dem Seewasser durch eine Verbindung mit Schwefelspat und Schwefelsäure der Magnesia sein Volumen vergrößere und sein allmähliches Zerfallen verursache. Als ausgezeichnetes Mittel gegen diesen Übelstand empfiehlt er nach dem Vorbilde der alten Römer, wobei er auch auf die fast sei- ... bestehen-

den Seebauten derselben hinweist, einen Zusatz von löslicher Kieselsäure, welche in ausreichender Menge in den Puzzolanen vorkomme.

Zum Schlusse der Luiggischen Arbeit sagt der Autor dann wörtlich:

„Wenn man die oben angegebenen Anregungen befolgt, wird man einen tatsächlich wasserdichten Beton erhalten und sozusagen unverwüstlich im Meerwasser, in dessen Innern das Eisen in vollständigem Schutz sich unter günstigen Bedingungen jahrhundertlang wird erhalten können. Der mit der angezeigten Vorsicht in den einzelnen Stadien hergestellte Beton ist geeignet, ausgezeichnete Ergebnisse bei Seebauten zu erzielen und kann also mit vielem Vertrauen Verwendung finden!“

Herr John Stephen Sewell, Major des Ingenieurkorps in den Vereinigten Staaten von Amerika, hat auch zum vorerwähnten Schiffahrtskongresse berichtet in einer Arbeit: „Verwendung des Eisenbetons bei Wasserbauten.“ In dieser Arbeit ist dann zunächst von dem Mischen und Einbringen des Betons, den Zerstörungsursachen usw. die Rede, und erwähnt der Verfasser auch hier mit besonderem Nachdruck die Beifügung von Traß zum hydraulischen Zement wegen dessen überschüssigen Kalkes bei Eisenbetonbauten im Meerwasser.

Zum Schlusse lautet dann der Sewellsche Bericht wörtlich:

„Der Eisenbeton vereinigt die baulichen Eigenschaften des Eisens und des Holzes mit der Dauerhaftigkeit guten Mauerwerkes. Er ist keinerlei Zerstörungen ausgesetzt, denen nicht durch verständige Maßnahmen vorgebeugt werden könnte. Seine Anwendung ist nicht solchen Beschränkungen unterworfen wie die massiven Mauerwerke. Da der Eisenbeton in Entwurf und Ausübung eine große Anpassungsfähigkeit besitzt, so bietet er oft die besten und wissenschaftlichsten Lösungen schwieriger Probleme, in vielen Fällen die einzig mögliche Lösung.“

Unter Voraussetzung eines sachgemäßen Entwurfes und einer sachgemäßen Ausführung bildet der Eisenbeton einen der wertvollsten, man kann sagen einen unerreichten Baustoff für den Wasserbau!“

Es befaßt sich dann ein anderer Amerikaner noch mit derselben Frage, und zwar ist dies Herr Richard L. Humphrey, Konsultierender Ingenieur in Philadelphia. Herr Humphrey sagt auf Seite 31 seines Berichtes:

„Es scheint eine Tatsache zu sein, daß es wünschenswert für einen Zement ist, der zur Herstellung von der Seewasserwirkung ausgesetztem Beton verwendet wird, wenn er ein genügendes Maß Kieselerde enthält, um jeden Kalküberschuß zu binden, der in dem erhärteten Zement enthalten sein mag. Dies wird in vielen Fällen von Europa erreicht durch den Zusatz von „Traß oder Puzzolan“ zu einem hydraulischen Zement, der einen Überschuß an Kalk enthält. Dies dient dazu, seine Festigkeit zu erhöhen und im Seewasser haltbar zu machen.“

An einer späteren Stelle lautet dann das Urteil dieses Autors noch wie folgt:

„Wenn Eisenbeton im Seewasser verwendet wird, so ist es wesentlich, daß der Beton ein hartes, dichtes Material von geringer Absorption ist, und daß die Bewehrung durch eine Mörtelschicht von mindestens einem Zoll Dicke geschützt ist!“

Der Schluß des Humphreyschen Berichtes hat folgenden Wortlaut:

„Die zunehmende Verwendung des Betons so wie in Massen wie armiert in Verbindung mit dem Zeugnis bei vielen hervorragenden Bauten, die schon bestehen, führt zu dem Schluß, daß der Beton wegen seiner bedeutenden Vorzüge ein vorzüglich brauchbares Material zur Herstellung von Wasserbauten ist!“

Sehr eingehend hat sich dann der Holländer Herr V. J. P. de Blocq van Kuffeler in Hoorn (Niederlande) über die Einwirkung von Meerwasser auf Eisenbeton in einem Berichte des „Internationalen Verbandes für die Materialprüfungen der Technik“, New York 1912, ausgelassen. Derselbe Bericht ist auch in dem schon häufiger hier benannten Philadelphiaer Schiffahrtskongresse publiziert worden. Das Urteil dieses Herrn lautet an den betreffenden Stellen bezüglich der Zumischung von Traß, daß er auf 1 Teil Zement $\frac{1}{2}$ Teil Traß als das Empfehlenswerteste bezeichnen könnte, und sagt er, daß der dem Zement beigegebene Traß nicht nur eine größere Sicherheit gegen die Einwirkung des Meerwassers böte, sondern er verringere auch gleichzeitig die Gesteungskosten. Das Schlußurteil dieses Autors lautet wie folgt:

„Die Beobachtungen haben meiner Meinung nach gezeigt, daß eine entsprechende Mischung, sehr sorgfältige Herstellung, die Verarbeitung eines sehr guten Zementes mit Zusatz von

Traß (Puzzolane) und die vorangehende Erhärtung an feuchter Luft die wirksamsten Mittel sind, um eine hinreichend sichere Erhaltung des armierten Betons bei Meeresbauten zu gewährleisten!“

Damit wäre ich zum Schlusse meiner Abhandlung hier gekommen. Ich möchte dieselbe aber doch nicht beenden, ohne nicht auch die sehr interessanten Arbeiten des holländischen Ingenieurs Herrn Wouter Cool, jetzt Adjunct-Directeur der Stadt Rotterdam, über den gleichen Gegenstand, nämlich die „Anwendung von Eisenbeton bei

Wasserbauten“, zu erwähnen, und hat dieser Autor ja auch in eingehender Weise über bisher ausgeführte Eisenbetonbauten im Meere, insonderheit auch über die ja allgemein bekannten „De Muraltischen Bausysteme“ zum Seeküstenschutz berichtet. In diesem Berichte — und darauf muß ich besonderen Wert legen — ist dann gleichfalls auf die praktische Anwendung von Traß zum Zement bei all den Bauten, wo die Berührung mit Seewasser in Betracht kam, die Rede, und zwar wechselte der Traßzusatz je nach der Zementmenge von $\frac{1}{3}$ bis 1 Raumteil.

ÜBER DIE VERWENDUNG VON BAUKABELKRANEN IM BETON- UND EISENBETONBAU.

Von H. Ostertag (Berlin).

Die Frage der Verwendung für Baukabelkrane im Eisenbetonbau ist in wirtschaftlicher und technischer Beziehung in neuerer Zeit besonders in den Vordergrund getreten. Der Verfasser dieses Aufsatzes hat sich nach Besichtigung der Leipziger Internationalen Baufachausstellung mit

meisten Fällen wird man mit einem Förderturm auskommen, der mit Rücksicht auf seine geringe Grundfläche stets aufgestellt werden kann. Selbst dann, wenn im Hof oder an der Straße nicht hinreichend Platz vorhanden ist, kann eine günstige Lösung dadurch erreicht werden, daß man inner-

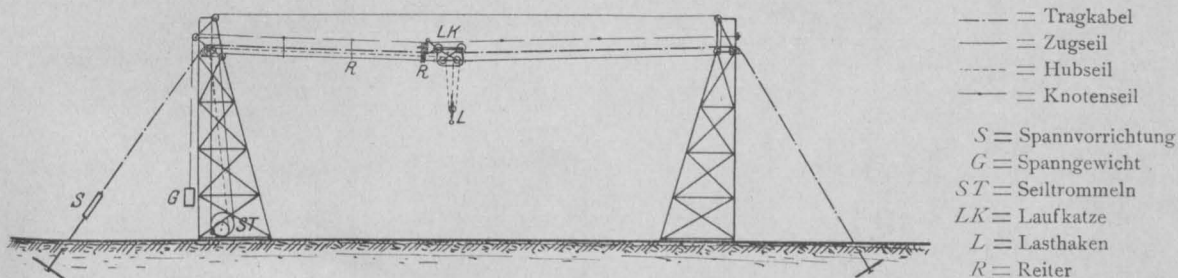


Fig. 1.

dieser Frage noch eingehender beschäftigt und hat bei der Firma Adolf Bleichert (Leipzig-Gohlis), die Fabrikation und auf einigen Baustellen größere Anlagen studiert. Als Ergebnis dieser Studien ist vorstehender Aufsatz anzusehen, welcher denjenigen Fachkreisen, die sich mit der Frage noch nicht mehr beschäftigt haben, darüber Mitteilungen machen soll.

Ist ein Projekt soweit vollendet, daß die Kostenaufstellung vorgenommen werden kann, so ist zu entscheiden, welche Maschinen und Gerüste bei der Ausführung des Baues Anwendung finden sollen. Die nächstfolgenden Aufgaben werden darin bestehen, eine günstige Einteilung des Bauplatzes und einen einheitlichen Betrieb während der ganzen Bauzeit zu schaffen. Handelt es sich um kleinere Bauwerke, etwa um die üblichen Hochbauten, so ist ein Abgehen von dem eben gezeigten Weg zu billigen. In den weitaus

halb des Gebäudes einen Fahrstuhl errichtet. Für den Transport in horizontaler Richtung sind dann nur mehr die Gleisbahnen für Hand- oder Rollwagen zu verlegen, wobei besonders ihre Verwendung durch alle Stockwerke möglichst anzustreben ist. Da auf den Straßen eine ausreichende Materialzufuhr leichter möglich ist, kann von der Errichtung eines Lagerplatzes abgesehen werden. Es sind also nur die geringen Massen innerhalb des Baues zu fördern, wozu die einfachen Fördermittel vollauf genügen.

Sind jedoch größere Massen auf weitere Entfernungen zu fördern, oder hat das Bauwerk eine besondere Form, wie z. B. die Kuppelhalle auf der Breslauer Jahrhundertausstellung, so werden umfangreiche Gerüste nötig. Um diese mit nicht allzu hohen Kosten aufstellen zu können, bedingen sie günstige Gelände und Bodenverhältnisse. Daraus ergibt sich, daß solche Gerüste bei der

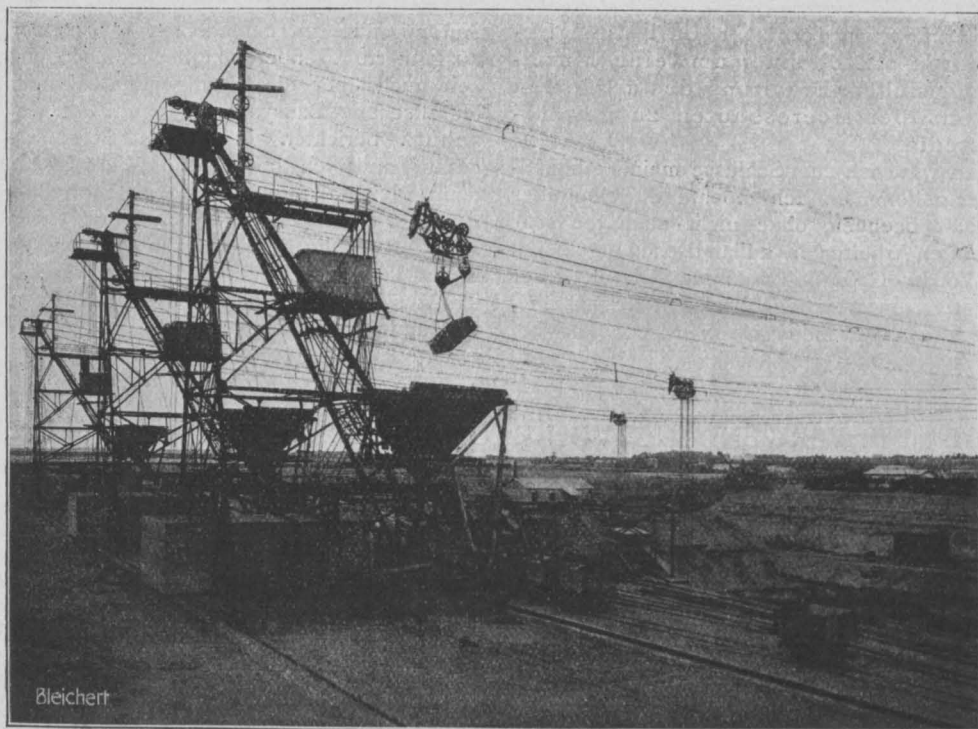


Fig. 2. Kabelkrane für die Hafenbauten in Puerto Militar bei Bahia Blanca, Argentinien. Entleerung eines Förderkastens in den Füllrumpf eines Kabelkranes.

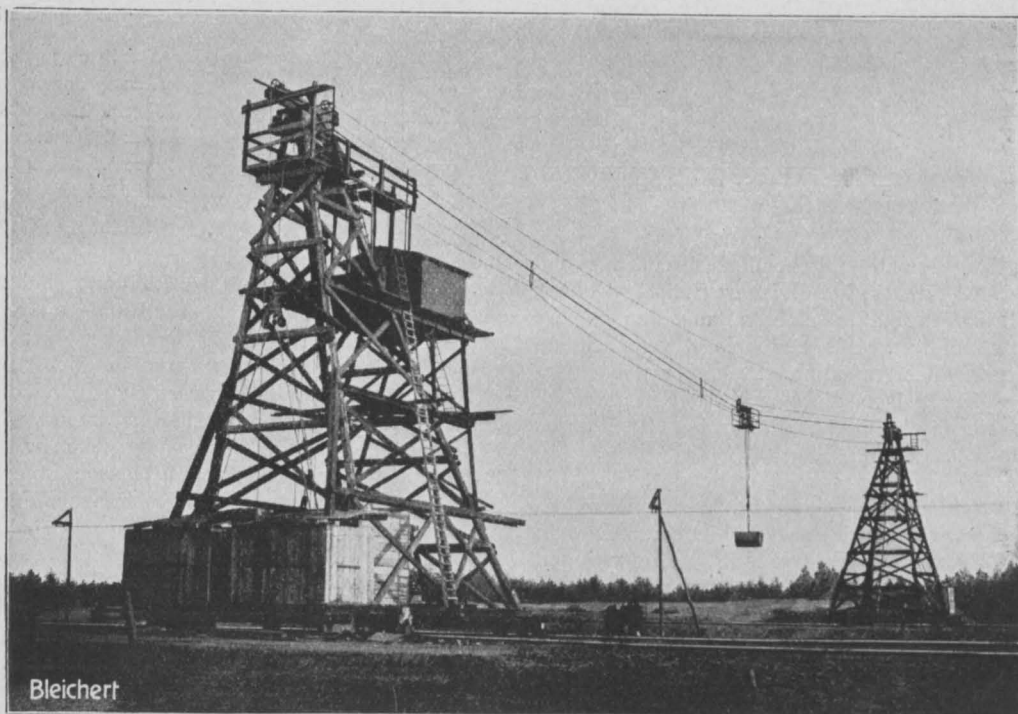


Fig. 3. Kabelkrananlage für einen Schleusenbau beim Dortmund-Ems-Kanal für das Kgl. Bauamt Lingen.

Herstellung von Hafenanlagen, Schleusen, Talsperren und anderer großer Bauten nur als Notbehelf anzusehen sind.

Es müssen also Anlagen geschaffen werden, welche leicht aufzustellen sind und möglichst viel Bewegungsfreiheit gestatten. Brauchbare Förderanlagen dürfen demnach nur wenige Stützpunkte erhalten, müssen aber für viele Arbeitsstellen zugänglich sein. Keinesfalls können größere, feststehende Gerüste innerhalb der Baustelle als Förderbahnen für die Materialien verwendet werden. Als einzige Lösung ergibt sich dann die Überbrückung der Baustelle, was durch die Aufstellung von Kabelkranen vollkommen erreicht wird.

Eine solche Anlage (Fig. 1) besteht aus zwei Stützen, zwischen denen ein Seil gespannt ist, auf welchem die Laufkatze mit Hilfe des Zugseiles bewegt wird. Der Lashaken der Laufkatze wird durch ein zweites Seil bedient. Soll die Laufkatze Flächen bestreichen, so werden die Stützen beweglich gemacht. Um allen Anforderungen zu genügen, hat man die Kabelkrananlagen nach verschiedenen Gesichtspunkten ausgebildet.

Als Sondertypen kommen in Betracht:

1. Feststehende Kabelkrane, bei denen eine Seitenbewegung des Tragseiles nicht möglich ist;
2. parallel fahrbare Kabelkrane mit Seitenbewegung einer bzw. beider Stützen;
3. radiaalfahrbare Kabelkrane;
4. schwenkbare Kabelkrane mit festem Fuß bei denen das Tragseil innerhalb bestimmter Grenzen seitlich bewegt werden kann.

Die Vorteile solcher Anlagen bestehen in den geringen Herstellungskosten und in der kurzen Lieferfrist. Dies ist besonders zu beachten, da in den meisten Fällen die Bauzeiten derart kurz angesetzt sind, daß die rascheste Aufstellung der Fördergerüste nötig wird. Hier sei erwähnt, daß es am besten wäre, der Unternehmer würde sich schon bei Abgabe des Submissionsangebotes mit einer Spezialfirma in Verbindung setzen. Aus Grund der vorgelegten Pläne kann dann die günstigste Anlage auch mit Rücksicht auf die vorhandenen Baugeräte und Maschinen ermittelt werden. Dadurch wird eine wirtschaftliche Arbeitsmethode geschaffen, welche eine Auftragsmöglichkeit mehr darstellt. Die vielseitige Verwendungsmöglichkeit der Kabelkrane berechtigt zu dem Grundsatz, dieselben stets zuerst aufzustellen. Alle übrigen vorbereitenden Arbeiten, wie Aufstellen der Maschinen, Rammen, Pumpen u. dgl., können dann auf bequeme Art erfolgen. Es genügt, das zu fördernde Gut in den Bereich des Lashakens zu bringen. Die zeitraubenden oftmals gefährlichen Transporte scheiden somit ganz aus. Die Vorteile, welche sich beim Aushub der Bodenmassen ergeben, sind leicht zu erkennen.

Der Arbeitsvorgang selbst ist aus späteren Abbildungen zu ersehen. Hier soll zunächst die Beschreibung einer Kabelkrananlage eingefügt werden.

Das Prinzip aller Ausführungen ist in Fig. 1 bereits dargestellt. Je nach dem Zweck, dem die Anlagen dienen, werden die Fachwerktürme aus Holz oder Eisen gebaut. Sie haben die Form

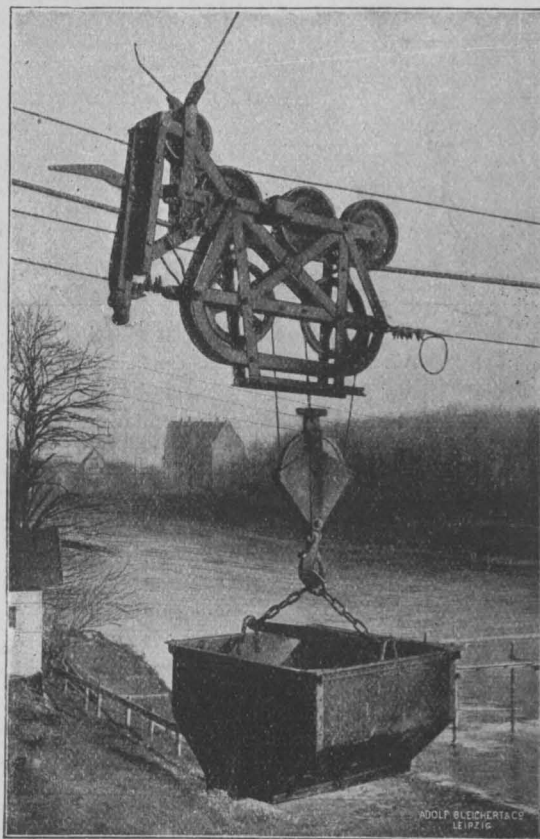


Fig. 4.
Laufkatze mit Betonsenkkasten.

einer abgestumpften Pyramide, wobei die Rückwand zur Grundfläche senkrecht steht. Durch die schräge Stellung der vorderen Eckstiele ist es ermöglicht, in genügender Höhe eine Plattform mit Führerstand anzubringen, in welchem sich nur die verschiedenen Fahrhebel befinden. Die Winden und der Antriebsmotor sind in einem abgedeckten Raum unten im Turm aufgestellt; dazu sind über die Grundswellen starke Querhölzer gelegt, auf welchen die Bohlen aufliegen. Im oberen Teil des Turmes ist eine zweite Plattform angebracht. Sie dient als Arbeitsbühne beim Aufbringen und Abnehmen der Seile bzw. beim Nachspannen derselben. Vom Hauptturm aus laufen die verschiedenen Seile nach dem Neben-

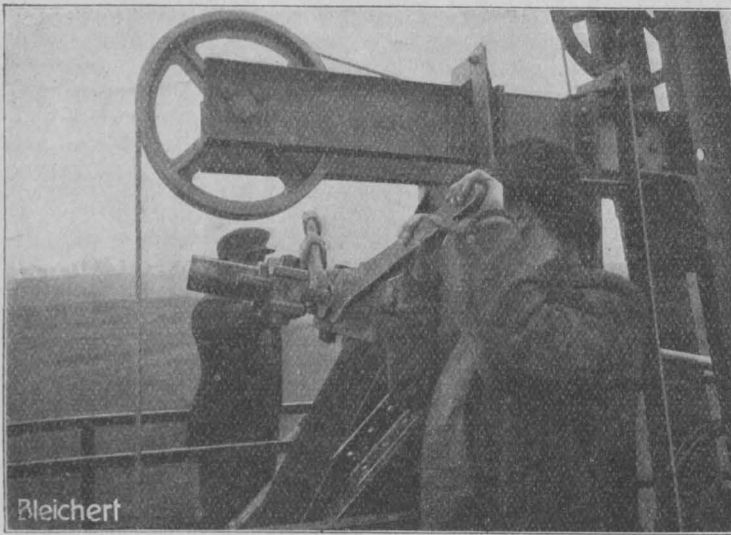


Fig. 5.

Arbeiter beim Anziehen der kurzen Druckschrauben.

turm. Dieser hat meist dieselbe Bauart wie der Hauptturm, besitzt aber nur eine obere Plattform; beide Türme sind besteigbar. Einen weiteren Anbau des Hauptturmes bildet der trichterförmige Füllrumpf (Fig. 2). Durch diese Anlage wird der Transport der Aushubmassen sehr erleichtert. Das Entladen der Förderkübel über dem Füllrumpf erfolgt durch den Führer; das Beladen der Rollwagen geschieht dadurch, daß man sie an dem verschließbaren Trichterboden vorbeilaufen läßt. Ein weiterer Vorteil besteht darin, daß das Zubringen der Bodenmassen innerhalb bestimmter Grenzen vollständig unabhängig ist von ihrer Abfuhr; zur Bedienung der ganzen Anlage ist nur ein Mann erforderlich.

Die Auflagerung bzw. Verankerung des Tragkabels kann auf verschiedene Art erfolgen. Je nachdem die Türme aus Holz, Eisen oder Eisenbeton gebaut sind. Im ersten Falle ist im Turmkopf ein hölzerner Kreissektor eingebaut; seine gekrümmte Fläche ist mit einer Rille versehen, in welche das Tragkabel gelegt wird. Zur sicheren Verankerung werden die Seilenden in Kabelschuhen vergossen. Diese werden von einer Zwischenkonstruktion gehalten, welche mit den

Ankerseilen in Verbindung steht (Fig. 3). Um den erforderlichen Druck auf die Ankerplatten zu erzielen, sind auf der Rückseite des Turmes zwei Kiesbehälter angebracht. Ihr Boden liegt in der Höhe der unteren Plattform; ihre Größe richtet sich nach der Zugkraft des Tragseiles.

Ein weiteres Seil, welches zum Verfahren der Laufkatze auf dem Tragseil dient, ist das Zugseil. Damit Bewegungen nach beiden Richtungen ausgeführt werden können, wird das Seil an der dem Hauptturm zugekehrten Stirnseite der Laufkatze befestigt. Dann läuft es über die untere Führungsrolle im Turmkopf hinunter zum Windenraum. Nachdem es in wenigen Windungen um die Seiltrommel

gelegt ist, läuft es über die obere Rolle im Haupt- und Nebenturm und kehrt über die untere Rolle zurück zur Laufkatze, wo es an der zweiten Stirnseite befestigt wird. Mit dem Zugseil können aber nur horizontale Bewegungen der Fördergeräte ausgeführt werden; diese auch in senkrechter Richtung beweglich zu machen, ist ein Hubseil für den Lasthaken erforderlich. Da die Ausbildung dieses Teiles von der Bauart der Laufkatze abhängig ist, sollen diese zuerst be-



Fig. 5a.

Einige Minuten später; Nachspannung vollendet.

schrieben werden. Eine übliche Ausführung zeigt Fig. 4. Der U-förmige Rahmen hängt an dem Verbindungsbalken der drei Laufrollenachsen. Im unteren Teil lagern die beiden Leitrollen für das Hubseil. Die am Rahmen befestigte Nebenkonstruktion trägt die Aufhängeeisen des Hubseiles.

Dem Fortschreiten des Baues entsprechend ändern sich die Förderwege und Hubhöhen. Für den Antrieb der beiden Seiltrommeln waren demnach zwei Punkte zu beachten: Erstens mußte für jeden Stand der Laufkatze ein Bewegen des Lasthakens möglich sein und zweitens mußte bei jeder Höhe des Lasthakens die Längsbewegung der Laufkatze erfolgen können. Dies wird erreicht durch Kuppeln der verschiedenen großen Seiltrommeln; gleichzeitiges Heben und Verfahren der Last ist dabei jedoch ausgeschlossen. Der Arbeitsvorgang ist etwa folgender: Der beladene Förderkübel wird am Lasthaken hoch gezogen, in genügender Höhe erfolgt die Umsteuerung, so daß beide Seiltrommeln nach einer Richtung abwickeln; dann wird die Laufkatze durch das Zugseil an die gewünschte Stelle gebracht und der Förderkübel gesenkt. Solange nun die Last am Hubseil hängt und die Laufkatze in der Nähe des Hauptturmes sich befindet, wird das Hubseil nur wenig durchhängen. Viel ungünstiger wird es, wenn der Förderkübel entladen ist und die Katze gegen den Nebenturm vorrückt. Es entsteht ein Durchhang des Hubseiles, welcher den ganzen Betrieb gefährden könnte. Diesem Übelstand abzuweichen, ist ein weiteres Seil angeordnet, welches an einigen Stellen knotenartige Verdickungen besitzt und deshalb Knotenseil genannt wird. Es ist am Nebenturm verankert und im Hauptturm über eine Rolle geführt. Das Anspannen erfolgt durch Anhängen von Gewichten. An dieses Seil ist durch die sogenannten Reiter das Hubseil aufgehängt. Damit ein gewünschtes Maß für den Durchhang nicht überschritten wird, ist es not-

wendig, die Reiter an bestimmten Stellen festzulegen. Dies geschieht durch Anbringen der Seilverdickungen. Entfernt sich die Laufkatze vom Hauptturm, so müssen die Reiter in der gewünschten Entfernung zurückgelassen und beim Rücklauf wieder mitgenommen werden. Dieses Aus-

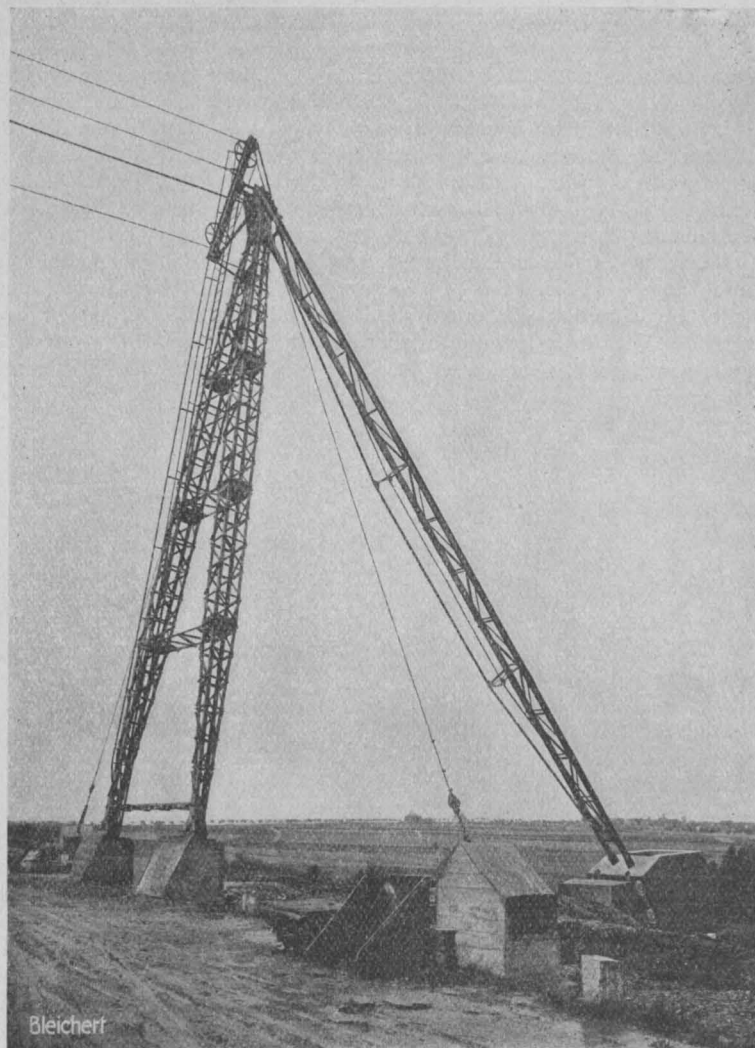


Fig. 6

Stütze eines stationären Kabelkranes mit patentierter automatischer Tragkabelspannvorrichtung.

rücken und Aufnehmen erfolgt selbsttätig mit Hilfe der eingangs erwähnten Nebenkonstruktion am Wagen. Die dort eingebaute Rolle ergibt für jeden Standort die gleiche Entfernung zwischen Tragseil und Knotenseil, welche durch die Lagerung der Reiter auf dem vorstehenden Hebel bedingt ist. Die Reiter sind aus Flacheisen hergestellt.

Eine Vereinfachung der Seilanlage tritt ein, wenn die Laufkatze elektrisch betrieben wird. Die sämtlichen durch das Hubseil erforderlichen Konstruktionsglieder kommen in Wegfall; dagegen wird die Laufkatze selbst wesentlich vergrößert. Die Auflagerung erfolgt hier durch vier Rollen, welche paarweise unabhängig voneinander gekuppelt sind. Für die Stromzuführung zum Motor sind 2 Kabel gespannt; sie sind durch Abstandhalter festgelegt und dienen als Trageil für die Kontaktrollen. Im Führerstand befinden sich nur die einzelnen Hebel und ein Sitz für den Führer. Elektrisch betriebene Laufkatzen eignen sich besonders für Bauten, deren Bodenaushub mittels Selbstgreifer erfolgen soll, oder für Anlagen, deren Betrieb vom Turm aus nicht geleitet werden kann.

Für das Verfahren der Laufkatzen soll der Durchhang des Trageiles ein bestimmtes Maß nicht überschreiten; die durch den Betrieb entstehende Vergrößerung muß daher durch eine Spannvorrichtung rückgängig gemacht werden. Die neueste Tragkabel-Spannvorrichtung der Firma Adolf Bleichert & Co., Leipzig-Gohlis, ist in Fig. 5 dargestellt. Das obere Bild zeigt den Kabelschuh und die über die erste Schelle gelegte Brücke mit der Druckschraubenvorrichtung. Mit Hilfe zweier Schlüssel werden die Schrauben soweit ausgedreht, daß eine neue Schelle aufgesetzt werden kann. Sobald dies geschehen ist,

werden die Schrauben gelockert und die Spannvorrichtung abgenommen. Diesen Zustand zeigt das untere Bild; Fig. 5a veranschaulicht außerdem die Kopfausbildung eines eisernen Turmes.

Die sämtlichen bisher beschriebenen Anordnungen sind je nach dem Zweck der Anlagen verschieden ausgebildet und erweitert worden. So zeigt Fig. 6 eine selbsttätige Spannvorrichtung für das Trageil eines feststehenden Kabelkranes. Der Nebenturm besteht hier aus drei Gitterstäben, die beiden vorderen bilden einen Rahmen, der am Fuß gelenkig gelagert ist. Um horizontale Bewegung des Rahmens zu verhindern, ist derselbe durch zwei seitliche Spannseile gehalten. Der dritte Stab ist am Rahmenkopf beweglich angeschlossen. Der untere Teil ist als Wagen ausgebildet, der sich auf Schienen bewegt. Soll das Tragkabel gespannt werden, so ist nur eine Vergrößerung des Wagengewichtes erforderlich. Das eingangs erwähnte Kippen der Förderkübel geschieht entweder durch eine Hilfskonstruktion, welche bei genügender Höhe des Lasthakens selbsttätig wirkt, oder durch eine zweite Hubseil-anordnung (Fig. 2). Um Türme fahrbar zu machen, werden unter die Eckstiele Rollen gesetzt. Rollen und Fahrschienen liegen dann in der Ebene der vorderen bzw. hinteren Turmwand. Der Antrieb erfolgt entweder durch Maschinen oder von Hand (Fig. 3).

(Schluß folgt.)

ERLASS DES BERLINER POLIZEIPRÄSIDIUMS FÜR EISENBETON- RIPPENDECKEN.

Abteilung III.
Gruppe A (Baupolizei).

Bekanntmachung vom 22. November 1913.

— 239. III. St. B. —

Betrifft: Grundsätze über die Berechnung und die Ausführung von Eisenbetonrippendecken.

Die vielfache Anwendung und vielseitige Ausführung der Eisenbetonrippendecken macht es notwendig, für die baupolizeiliche Behandlung dieser Decken Ausführungsvorschriften zu den ministeriellen Bestimmungen vom 24. Mai 1907 zu erlassen.

Ich bestimme deshalb unter gleichzeitiger Aufhebung aller in Einzelfällen früher erlassenen Vorschriften, daß für die Berechnung und Ausführung von Eisenbetonrippendecken fortan im Landespolizeibezirke Berlin folgende Grundsätze Anwendung finden sollen.

Grundsätze.

1. Die Eisenbetonrippendecken*) sind nach Maßgabe der ministeriellen Bestimmungen für die Ausführung der Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten vom 24. Mai 1907 mit $n = 15$ zu berechnen, wobei die Steine lediglich als Füllkörper anzusehen sind. Es darf demnach nur der reine Betonquerschnitt in Rechnung gestellt werden.

2. Für die Gewichtsbestimmungen gelten die ministeriellen Bestimmungen über die bei Hoch-

*) Unter Eisenbetonrippendecken im Sinne der nachfolgenden Bestimmungen werden solche Decken verstanden, bei denen ihr Querschnitt in einzelne kleine Plattenbalken aufgelöst ist.

Hierzu gehören diejenigen Decken, bei denen

- a) die zwischen den Rippen befindlichen Hohlräume durch Schalung gebildet werden (z. B. System Czarnickow),
- b) zwischen den Rippen Hohlsteine aus Ziegeln oder Ersatzbaustoffen liegen (System Ackermann, Schiller, Schneider, Röseler, Förster, Lehmann und ähnliche).

bauten anzunehmenden Belastungen vom 31. Januar 1910. Dabei ist sowohl der Rippen- als auch der Überbeton mit 2400 kg/cbm in Ansatz zu bringen.

Die Feststellung des Steingewichts erfolgt von Zeit zu Zeit durch amtliche Wägungen auf größeren Bauten und ist vor Beginn der ersten Verwendung rechtzeitig schriftlich zu beantragen.

3. Die in § 14 Ziffer 8 der Bestimmungen vom 24. Mai 1907 geforderte Mindeststärke der Deckenplatten von 8 cm bezieht sich nur auf selbständige eisenbewehrte Deckenplatten ohne Hohlräume, nicht aber auch auf solche Platten, welche aus nebeneinanderliegenden T-förmigen und ähnlichen Querschnitten bestehen, bei denen also die Platten durch Zusammenstoßen der Flansche solcher kleiner Plattendecken entstehen.

Für die tragende Betonplatte von Eisenbetonrippendecken genügt deshalb eine Stärke von mindestens 5 cm. Eine Verstärkung dieser Platten durch die oberen Steinwandungen darf nur berücksichtigt werden, wenn die einzelnen Steine mit reinem Zementmörtel vollfugig gegeneinander gemauert werden, so daß in der Längsrichtung der Rippe ein einheitlicher Druckquerschnitt vorhanden ist.

Die Ausführung der Hohlsteindecken ohne obere Betonplatte ist nicht zulässig.

Bei Rippendecken ohne Hohlsteine, deren Platten gleichzeitig als Druckplatte eines benachbarten Unterzuges gelten sollen, ist darauf zu achten, daß die oberen Betonplatten, soweit sie nach § 14 Ziffer 6 a. a. O. als plattenförmiger Teil dieses Unterzuges in Frage kommen, eine Stärke von mindestens 8 cm haben.

4. Die Schubspannungen sind für den schwächsten Teil der Rippen ohne Berücksichtigung der Steinwandungen nachzuweisen und dürfen bei schmalen Rippen, bei denen der Mörtel nur vergossen werden kann, nicht mehr als 2,5 kg/cbm betragen. Nur bei Rippen von mindestens 6 cm Breite, bei denen noch ein ordnungsmäßiges Stampfen des Betons möglich ist, darf eine Schubspannung von 4,5 kg/qcm für den Beton in Rechnung gestellt werden.

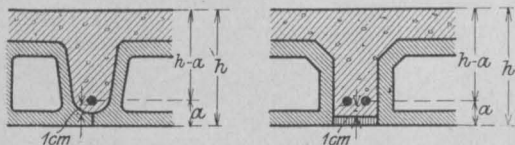


Fig. 1.

5. Die einzelnen Rippen dürfen im allgemeinen nur mit je einem Eisen bewehrt werden; nur wenn die Rippe in Höhe der Eiseneinlage eine größere Breite als 6 cm besitzt, dürfen ent-

sprechend mehr Eisen in die Rippen hineingelegt werden.

Bei der Bestimmung des Abstandes der Eiseneinlagen von der Unterkante der Decke „a“ ist die Stärke der etwa an den Hohlsteinen vorhandenen Nasen oder der zur Erzielung einer fugenlosen Unteransicht verlegten Plättchen mit in Rechnung zu stellen.

6. Die Auflagerung der Decken auf Mauerwerk muß mindestens 13 cm betragen und ist in der Weise auszuführen, daß die Kantenpressung das zulässige Maß nicht überschreitet.

7. Die Rippen sind unter keinen Umständen als Aussteifungsträger zu verwenden, es sind vielmehr an den für die Aussteifung des Gebäudes maßgebenden Stellen, z. B. in den Pfeilerachsen, besondere Aussteifungsträger anzuordnen. Ebenso sind die Rippen mit dem Mauerwerk in den üblichen Abständen sachgemäß zu verankern.

Bei Rippendecken ohne Hohlsteine ist, wenn die Rippen länger als 5 m sind, zur sicheren Verteilung der Einzellasten auf mehrere benachbarte Rippen in der Mitte eine statisch nicht in Rechnung zu stellende Querrippe von genügender Steifigkeit anzuordnen.

8. Der Abstand der Rippen voneinander soll das Maß von 60 cm, von Mitte zu Mitte gerechnet, nicht überschreiten.

Werden an Stelle der Hohlsteine mehrere nebeneinander gemauerte Kleinsche Steine mit gerillter Oberfläche verwendet, so darf die Rippenentfernung bis zu 75 cm vergrößert werden.

9. Decken mit offenen Rippen müssen in Wohngebäuden an der Unteransicht eine Putzdecke erhalten.

10. Beiderseits zwischen Mauerwerk gespannte Decken dürfen nur mit einem Momente von $\frac{p l^2}{8}$ berechnet werden, nur wenn im Einzelfalle die erforderliche Einspannung nachgewiesen werden kann und die Ausführung der Decken gleichzeitig mit dem Mauerwerk erfolgt, darf mit $\frac{p l^2}{10}$ gerechnet werden.

In diesem Falle ist abwechselnd ein Eisen abzubiegen und das andere geradlinig hindurchzuführen.

11. Bei kontinuierlich über mehrere Felder durchlaufenden Rippendecken steht wie auch bei anderen Deckenplatten einer Verminderung der Feldmittenmomente im Sinne der ministeriellen Bestimmungen vom 24. Mai 1907 § 14 Ziffer 3 nichts im Wege, wenn die Eiseneinlagen über dem Balken zusammenhängend und unvermindert durchgeführt werden, und wenn die Homogenität der Platten nicht durch Eisenträger in ganzer Höhe der Platten getrennt wird.

Demnach können Platten zwischen Eisenträgern in der Regel nicht als zusammenhängend gelten, wohl aber Platten zwischen Eisenbetonbalken. Auf die Durchbiegung der Unterzüge (Stützensenkung) wird dabei in der Regel keine Rücksicht genommen.

Für den Anschluß der Platte an den Eisenbetonunterzug wird eine voutenförmige Verstärkung der Platte nicht unbedingt gefordert, falls sich nicht diese zur Aufnahme der negativen Stützmomente und der Schubspannungen in der Platte als nötig erweist.

Bei Decken, welche kontinuierlich über mehrere Felder durchgehen, sind bei Nutzlasten bis zu 1000 kg/qm die in dem Felde auftretenden Biegemomente für den Fall zu berechnen, daß dieses Feld voll belastet wird, während die angrenzenden Felder nur die Eigenlast tragen. Gehen dabei die Decken über mehr als vier Stützen, so sind die Endfelder als Endfelder, die dazwischen liegenden Felder als Mittelfelder einer Platte auf vier Stützen mit freiaufliegenden Enden zu berechnen.

Decken für mehr als 1000 kg Nutzlast sind bei den ungünstigeren Laststellungen zu untersuchen, d. h. es genügt nicht mehr die Annahme

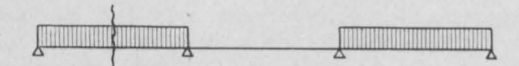


Fig. 2.



Fig. 3.

einer einfeldrigen Belastung, vielmehr ist bei Berechnung der Endfelder sowohl das zu untersuchende als auch das dritte Feld desselben dreifeldrigen Systems als belastet anzusehen, während bei der Berechnung der Mittelfelder die Untersuchung auf ein System von fünf Feldern auszuweiten ist. Dabei muß sowohl das zu untersuchende als auch die dritten Felder nach rechts und links als belastet angenommen werden.

Für die Ermittlung der negativen Momente über den Auflagern ist bei kontinuierlichen Betonbalken und Decken nicht die einfeldrige Belastung, sondern die Vollbelastung der beiden an die Auflager anschließenden Decken maßgebend. Es erübrigt sich aber der Nachweis dieses über den Auflagern auftretenden größten Momentes bei

Nutzlasten unter 1000 kg in den meisten Fällen, wenn die Übergangsstellen der Decken in die Balken und der Balken in die Unterzüge oder Stützen nach demjenigen Momente konstruiert werden, das bei Annahme von Nutzbelastung nur in einem Felde in der Mitte des Auflagers entsteht.

12. Eine besondere Ausnahme findet bei den nach Art der Koenenschen Voutendecken ausgebildeten Decken statt.

Diese Decken dürfen, gleichviel, ob sie zwischen eisernen Trägern oder Eisenbetonbalken (über die Auflagerung auf Mauerwerk vergl.



Fig. 4.

Nr. 6) gespannt sind, mit einem konstanten Feldmittelmoment von $\frac{p l^2}{18}$ für beiderseitig einge-

spannte Felder (Mittelfelder) und von $\frac{p l^2}{12}$ für einseitig eingespannte Felder (Endfelder) berechnet werden, wenn die Balken oder Träger an der Einspannungsstelle durch eine Voute verstärkt werden, deren Höhe gleich der doppelten und deren Ausladung, von Mitte Träger oder Balken ab gerechnet, gleich der 4-fachen Deckenstärke ist.

13. Im Bereiche des negativen Momentes der Hohlsteindecken ist sowohl bei den kontinuierlich als auch bei den eingespannt berechneten Decken stets voller Beton zwischen den einzelnen Rippen zu verwenden. Die Einflußbreite ist bei den kontinuierlichen Decken in jedem Falle nachzuweisen, bei den mit $\frac{p l^2}{10}$ berechneten Decken ist sie zu $\frac{1}{20}$ und bei den mit $\frac{p l^2}{12}$ bzw. $\frac{p l^2}{18}$ berechneten Decken mit $\frac{1}{6}$ der Deckenspannweite anzunehmen.



Fig. 5.

Zur Wahrung einer fugenlosen Unteransicht ist es gestattet, die Decke unterhalb mit Steinplatten zu verkleiden. Bei den übrigen Rippen-

decken sind die Rippen am Auflager auf die vorgenannte Einflußbreite der Berechnung entsprechend zu verbreitern.

Ferner sind im Bereiche des negativen Momentes die aufgebogenen Deckeneisen auf die gleiche Länge in das Nachbarfeld einzuführen.

Bei den aus T-Trägern gebildeten Balken können auch die Deckeneisen um den oberen Trägerflansch gehakt werden, dann müssen aber für das negative Moment, soweit der volle Beton reicht, obere Eisen von der Stärke und Anzahl der Deckeneisen über die Träger hinweggelegt werden.

Es ist gestattet, bei der Berechnung der Eisenbetonbalken, zwischen welche Decken gespannt sind, einmal den im Bereiche des negativen Momentes zwischen den einzelnen Rippen

sich befindenden Beton und ferner, soweit es sich um Hohlsteinrippendecken handelt, auch die obere Wandung der Steineinlagen dem Druckgurt des Balkens hinzuzurechnen.

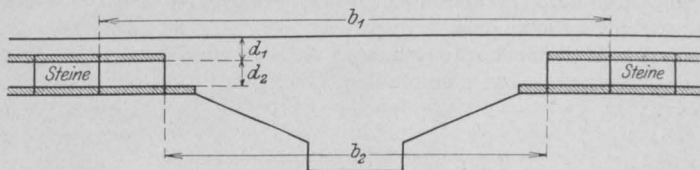


Fig. 6.

Bei Hohlsteinrippendecken darf die Durchschnittsstärke des Druckgurtes nach der Formel

$$d = \frac{d_1 b_1 + d_2 b_2}{b_1}$$

ermittelt werden.

Der Polizeipräsident.

I. V.: Feigell.

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet von Regierungsbauführer Dipl.-Ing. M. Busch (Dresden).

L. bedeutet Hinweis auf die in der Zeitschrift „Armiert Beton“ früher erschienene Literaturschau.

I. Der Baustoff.

1. Herstellung und Verarbeitung.

Einfluß der Umdrehungsdauer der Mischmaschinen auf die Betonfestigkeit. Von Ingenieur G. Mahir, Berlin-Friedenau. Verfasser prüft an Hand von angestellten Festigkeitsversuchen des Betons die Leistungsfähigkeit einiger Mischmaschinensysteme. Die Ausführung dieser Versuche wird eingehend erläutert und ihre Ergebnisse zeigen, daß eine homogene Mischung eine Mindestmischdauer von 3 Minuten erfordert, was etwa 30 bis 40 Umdrehungen entspricht. Die Untersuchungen gaben einige wertvolle Hinweise zur Verbesserung der verschiedenen Mischmaschinen, die durchweg ziemlich gleichwertige Mängel aufweisen. Besondere Beachtung verdient eine zweckmäßige Anordnung, die eine stets gleichmäßige Verteilung des Zementes über die ganze Oberfläche des bereits eingefüllten Kieses gewährleistet. Mit Angabe der Versuchstabellen. Beton und Eisen 1913. Heft 19.

Selbsttätige Siebvorrichtung, Bauart Smidth für Laboratorien. Von H. Bonde, Vorsteher der Versuchsanstalt von F. L. Smidth u. Co. Kurze Beschreibung mit Abb. Tonindustrie-Ztg. 1913. Nr. 123.

A modern cement and hydrated lime plant. Von Richard K. Meade. Der Betrieb einer neuzeitlich angelegten amerikanischen Port-

landzementfabrik wird ausführlich beschrieben. Mit Abb. Engineering News 1913. Vol. 70. Nr. 18.

Fabrique de ciment Portland de Spokane. Beschreibung der Einrichtungen und des Betriebes der modern eingerichteten Portlandzementfabrik. Mit Abb. Le ciment 1913. Heft 11.

Trommelmühlen und Schnellläufer. Von A. Schmidt, Direktor der Herm. Löhnert A.-G. in Bromberg.

Betrachtungen über Verbundmühlen. Erwiderung von Ingenieur Gerhard Zeyen.

Beide Aufsätze sind weitere Beiträge zu dieser schon länger geführten Polemik. Tonindustrie-Ztg. 1913. Nr. 123.

Betonmischverfahren. Das Wesen des neuen Mischverfahrens besteht darin, daß ein trockener, angefeuchteter oder vorgewaschener, nasser Grundstoff von verschiedener Korngröße unmittelbar aufgegeben und durch geeignete Mittel zunächst ständig in seiner Korngröße sortiert und einem mit Bindemittel beladenen Strome so entgegengeführt wird, daß die größten Körner oder Stücke der unmittelbaren Einwirkung dieses Stromes am längsten, die kleinsten Teilchen am kürzesten ausgesetzt sind. Mit Abb. Tonindustrie-Ztg. 1913. Nr. 141.

Concreting in cold weather. Eine Unterbrechung des Betonierens bei Frostwetter eintreten zu lassen, wird nicht für zweckmäßig gehalten, da durch ein Erwärmen des frischen

Betons Nachteile durch die Kälte nicht zu befürchten sind. Eng. Record 1913. Vol. 68, Nr. 15.

Influence de la vapeur à haute pression sur la résistance des mortiers et béton de ciment. Das Verfahren der amerikanischen Fabrikanten, den Erhärtungsprozeß von Mörtel und Beton durch hochgespannten Wasserdampf zu beschleunigen, wird empfohlen. Le ciment 1913. Nr. 10.

2. Prüfung und Untersuchung.

Vorführung der Prüfung einer Saxonia-Decke. Die Prüfung dieser Decke mit Hilfe von transportablen hydraulischen Pressen auf der Internationalen Baufach-Ausstellung durch die Kgl. Sächs. Mechanisch-Technische Versuchsanstalt wird mit Abb. näher geschildert. Tonindustrie-Ztg. 1913. Nr. 138.

Einiges über die Vorteile der Betonprüfung mittels der Balkenbiegeprobe. Von Dr.-Ing. H. Nitzsche, Frankfurt a. M. Verfasser teilt verschiedene Erörterungen mit, die sich über den Wert der neuen Reformprüfmaschine der Firma Buchheim und Heister anlässlich eines Vortrages entspannen. Zeitschr. f. Betonbau 1913. Heft 6.

Einfluß zu großen Wasserzusatzes zur Betonmischung. Mitteilungen über amerikanische Versuche zur Klärung der Frage über plastischen und erdfeuchten Beton. Die mit Kontrollbalken angestellten Untersuchungen zeigen eine Überlegenheit der plastischen Betons. Beton und Eisen 1913. Heft 19. Siehe auch L. 1913. Heft 8.

Die Widerstandsfähigkeit der Zemente gegen Säuren und Salze. Von Professor Dr. P. Rohland, Stuttgart. Verfasser bespricht eine Anzahl Schutzmittel, die mit Vorteil angewendet werden können, und empfiehlt insbesondere den Hochofenzement als den widerstandsfähigsten gegen die zerstörenden Einflüsse von Säuren und Salzen. Der Industriebau 1913. Heft 11 u. 12.

Kieselsäuregehalt der Rohmischung bei Drehrohfenbetrieb. Von Dr. G. Hentschel. Verfasser zeigt, daß kieselsäurereiche Zemente einer besonderen Behandlung bedürfen, wenn die Rohmischung dem Drehrohfen zugeführt wird. Tonindustrie-Ztg. 1913. Nr. 132.

Ein Beitrag zum Verhalten des Betons unter der Einwirkung von Erschütterungen. Von Dipl.-Ing. Hermann Goebel, Nürnberg. Kurze Beschreibung der Herstellung eines Wehrkanals in Eisenbeton entlang der Mauer eines Stampf- und Hammerwerkes sowie von Maschinenfundamenten. Mit Abb. Beton und Eisen 1913. Heft 19.

Merkwürdige Erscheinung bei umschlagendem Portland-Zement. Von Dr. E. Schott. Es werden in Abbildungen merkwürdige Kugel-

gebilde von umschlagendem Zement gezeigt, über die hoffentlich in Arbeit befindliche Dünnschliffe Auskunft geben. Tonindustrie-Ztg. 1913. Nr. 123.

Untersuchungen über die Längenänderungen von Betonprismen beim Erhärten und infolge von Temperaturwechsel. Von Geh. Reg.-Rat Prof. M. Rudeloff und Dr.-Ing. H. Sieglerschmidt, Berlin-Lichterfelde. Die im Heft 23 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton mitgeteilten Versuchsergebnisse sind kurz zusammengestellt. Zugrunde gelegt waren den Versuchen Betonprismen von 70 cm Länge und 20·20 cm² Querschnitt. Für den Beton fand man eine Ausdehnungszahl von 0,000 010, sowohl für Luft- als auch Wasserhärtung. Deutsche Bauztg. Mitteil. 1913. Nr. 21.

Verhalten von Ultramarin in Zementwaren. Von Chemiker K. Härting. Es wird über schlechte Erfahrungen mit dieser sonst so vorzüglichen Zementfarbe berichtet. Tonindustrie-Ztg. 1913. Nr. 125.

Desgleichen von Dipl.-Ing. A. Rinne. Tonindustrie-Ztg. 1923. Nr. 126.

Methods for testing concrete water-proofing. Von Lloyd M. Chapmann. Verfasser bespricht kurz die verschiedenen Verfahren zur Dichtigkeitsprüfung der Mörtel. Cement and Engineering News 1913. Vol. 25. Nr. 11.

A four year test of the effect of sea water on concrete. Die an Betonsäulen gemachten Beobachtungen lassen erkennen, daß die Säulen in gutem Zustand geblieben sind. Engineering News 1913. Vol. 70. Nr. 21.

Wirkung von Öl und Fett auf Beton. Kurze Angabe der Ergebnisse von Versuchen für das Concrete Institute in London. Zeitschrift für Betonbau 1913. Heft 8. Siehe auch L. 1913. Heft 6.

Resistenza dei ripari di cemento al tiro di fucileria. Widerstandsfähigkeit von Zement gegen Gewehrschüsse. Für die Verteidigung eines bei Ceuta belegenen Lagers gegen die Marokkaner sind von den Spaniern Unterkunftshäuser in Eisenzement erbaut worden. Zur Untersuchung der Widerstandsfähigkeit gegen Gewehr kugeln wurden Platten von 82 cm im Quadrat angefertigt und aus 50 m Entfernung mit dem in der spanischen Armee eingeführten Mausergewehr beschossen. Die Platten waren 15, 20 und 25 cm stark und hatten eine doppelte Einlage von Eisendrahtgewebe. Das der beschossenen Außenseite zunächst liegende Gewebe bestand aus 1,5 mm - Drähten bei 20 mm Maschenweite, das der Innenseite zugekehrte Gewebe aus 3 mm - Draht bei 75 mm Maschenweite. Das Gewebe zeigte nicht quadratische, sondern rhombische Maschen. Die größere Diagonale der Rhomben war entweder senkrecht oder wagrecht gerichtet. Der Beton bestand aus 1 Teil Zement auf 2 Sand

mit Grobkieseln von 2–3 cm Größe. Bei den Versuchen zeigte sich eine sehr bemerkenswerte Widerstandsfähigkeit der Platten. Die Eindringungstiefe der Geschosse war im Anfang der Beschießung meist geringer als 45 mm. Das Gesamtergebnis der Versuche ist in nachstehenden fünf Sätzen enthalten:

1. Eine 15 cm starke Platte, wie oben beschrieben mit 2 Einlagen von Drahtgeweben, gewährt Schutz bis zu einer Schußzahl von 450 Treffern auf 1 qm.

2. Die Gewebeeinlagen zeigen großen Widerstand und blieben fast unversehrt bis zu einer Zahl von 1370 Schüssen auf 1 qm.

3. Die Betonbruchstücke, die zwischen beiden Einlagen sich befinden, leisten lange Zeit Widerstand. Es empfiehlt sich, die Maschenweite klein zu wählen, also auch für die innere Geweblage und die große Diagonale der rhombenförmigen Maschen wagerecht anzuordnen.

4. Die Entfernung der Gewebe von den Plattenoberflächen sei 3 cm, der Zwischenraum zwischen den Geweben möglichst groß.

5. Zur weiteren Verstärkung kann eine dritte Gewebeeinlage zwischen den beiden vorbeschriebenen mit Vorteil verwendet werden. *Il cemento* 1913. Nr. 20.

3. Wirtschaftliches.

Auszeichnungen auf der Internationalen Baufachausstellung in Leipzig 1913. Die auf dem Gebiet der Zement- und Beton- und der ihr zugehörigen Maschinenindustrie sowie des Versuchswesens erteilten Auszeichnungen werden aufgeführt. *Deutsche Bauztg.* Mitteil. 1913. Nr. 21 und 22.

The Glasgow building exhibition. Kurze Mitteilungen über die Ausstellung. Mit Abb. *Concrete and Construct. Eng.* Vol. VIII, 1913, Nr. 12.

Die dalmatinische Portlandzementindustrie. Von Ingenieurchemiker K. Balthasar. Es wird die Erzeugung von natürlichem Portlandzement aus den Mergelarten in der Umgebung von Spalato in Dalmatien näher beschrieben. *Tonindustrie-Ztg.* 1913. Nr. 135.

Der Welthandel in Zement während der ersten 9 Monate des Jahres 1913. *Tonindustrie-Ztg.* 1913. Nr. 141.

Beton und Eisenbeton auf der Leipziger Baufachausstellung. In einem ausführlichen Aufsatz werden alle größeren Ausstellungsfirmen dieser Industrie aufgeführt und zum Teil mit Abb. näher beschrieben, worin ihre besondere Leistungsfähigkeit besteht, was sie besonders Interessantes ausgestellt und was sie an größeren Bauten ausgeführt haben. *Tonindustrie-Ztg.* 1913. Nr. 102, 105, 111 u. 114.

II. Theorie.

Projet de culée. Von H. R. Mackenzie. Die Berechnung eines in Eisenbeton ausgebildeten Widerlagers in Form einer Winkelstützmauer wird durchgeführt. Mit Abb. *Le ciment armé.* 1913. Heft 9.

Anschauliche Lösungen einiger statisch unbestimmter Aufgaben. Von R. Baumann.

1. Es wird ein einfacher und anschaulicher Weg beschrieben, der zu ermitteln erlaubt, wie sich eine Last auf 2 oder 3 am gleichen Punkt angreifende Konstruktionsteile überträgt, sofern diese einzeln je gleiche Richtung der Formänderung aufweisen.

2. Die Wirkung etwa vorhandenen Spielraumes an einem der tragenden Teile wird veranschaulicht.

3. Für einige Belastungsfälle wird gezeigt, daß die Momente von rahmenförmigen Körpern sowie von eingespannten Stäben in überaus einfacher Weise ermittelt werden können, wenn das vom Verfasser für Stäbe mit gekrümmter Mittellinie abgeleitete Verfahren, das auch für gerade Stäbe gilt, angewendet wird, gleichgültig, ob der Querschnitt der Stäbe veränderlich ist oder nicht.

4. Es wird gezeigt, daß das erwähnte Verfahren eine Ergänzung des bekannten Mohrschen Verfahrens bildet, sofern es sich um die Formänderung von Stäben handelt, deren Mittellinie von der Geraden abweicht, oder an denen Momente angreifen (eingespannte Stäbe). *Zeitschr. d. Ver. Dtsch. Ing.* 1913. Bd. 57, Nr. 48.

The theory of the penetration of heat in solid materials. Von L. R. Ingersoll. Verfasser gibt eine Formel zur Bestimmung der Temperaturen im Innern von Mauerwerks- und Betonkörpern, die mit angestellten Versuchen gut übereinstimmt. Es zeigt sich, daß die Zeit der Erwärmung proportional ist dem Quadrat der Entfernung von der Außenseite. Mit Tabellen und Schaubildern. *Engineering News* 1913. Vol. 70. Nr. 18.

Dimensionierung des einfach bewehrten Plattenbalkens mit unterhalb der Gurtplatte liegender Nulllinie. Von Reinhold Neumann, Ingenieur, Halle (Saale). Verfasser behandelt a) die zeichnerische Ermittlung, b) die Berechnung der Höhe h —a bei gegebenem M , b , d , σ_c und σ_b . *Ztschr. f. Arch.- u. Ingenieurwesen.* 1913. Heft 6.

Berechnung der umschnürten Säulen aus Eisenbeton. Von Dr. Max Ritter von Thullie. Verfasser geht davon aus, daß die Formeln zur Dimensionierung der umschnürten Säulen nach den preussischen und österreichischen Vorschriften nur annähernd richtige Ergebnisse liefern, weil sie nicht die Kernfläche F_k , sondern die ganze

Querschnittsfläche F_b berücksichtigen. Er bespricht dann die von anderen Autoren für diese Berechnung aufgestellten Formeln und untersucht an den Ergebnissen aller bisher über Versuche an Säulen mit Längseisen, welche von allen Formeln am besten mit den Ergebnissen der Versuche übereinstimmt. Hierbei kommt er zu dem Schluß, daß seine eigenen Formeln die besten Ergebnisse zeigen. Österr. Wochenschrift f. d. öffentl. Bau-dienst. 1913. Nr. 39. — s. L. 1913. Heft 8, II.

Der einfachste Weg zur wirtschaftlichen Dimensionierung der Eisenbetonplatte. Von Dr.-Ing. Max Mayer in Stuttgart. Verfasser stellt die Kostensumme einer Eisenbetonkonstruktion als mathematischen Ausdruck dar und erhält durch Differentiation das Kostenminimum. An Hand von Tabellen sind die sich hierbei ergebenden Dimensionen leicht zu ermitteln. Deutsche Bauztg. Mitteil. 1913. Nr. 20 u. 21.

Rechnerische Auflösung Clapeyron-scher Gleichungen. Von Dozent Ingenieur P. M. Fraudens, Kopenhagen. Verfasser löst die Gleichungen in ihrer allgemeinsten Form mittels der Eigenschaften der Differenzen. Der Rechnungsgang ist ausführlich wiedergegeben. Der Eisenbau 1913. Heft 12.

Rapport américain sur l'action de l'eau de mer sur le ciment. Die mehrfachen Beobachtungen, daß Betonbauten sich im Meerwasser teilweise vorzüglich bewährten, teilweise aber Zerstörungen unter dem Einfluß des Meerwassers erkennen ließen, haben einige amerikanische Chemiker veranlaßt, hierüber Versuche anzustellen, deren Ergebnisse ausführlich angeführt werden. Le ciment 1913. Nr. 8.

Beitrag zur Knicktheorie. Von W. L. André. Der Eisenbau 1913. Heft 10.

Die Standfestigkeit einer freitragenden Treppe. Von Professor Dipl.-Ing. Lewandowsky-Hildesheim. Die Untersuchungen sollen die Einmauerungstiefe und die Stärke der Eisenbewehrung für eine zweiarmige geradläufige Podesttreppe mit 11 Stufen ermitteln. Für die Rechnung ist zu beachten, daß die Stufen solcher Treppen vornehmlich auf Drehung beansprucht werden, wenn eine Verspannung infolge von Versatzfugen vorhanden ist und daß die Betrachtung einer Stufe lediglich als Kragbalken zu unwirtschaftlichen Abmessungen führt. Mit Abb. Zentralblatt der Bauverwaltung 1913. Nr. 91.

Knickfestigkeit gegliederter Stäbe. Von Dr.-Ing. M. A. Kinkel, Buenos Aires. Verfasser weist auf Grund der Veröffentlichungen über die Knickversuche an Stäben, die der Druckstrebe des Hamburger Gasbehälters nachgebildet waren, auf die verschiedenen konstruktiven Fehler bei der Ausbildung dieser Streben für den Hamburger Gasbehälter hin. Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure 1913. Nr. 44.

Die Berechnung der Gewölbe nach der Elastizitätstheorie. Von Prof. Hertwig-Aachen. Verfasser leitet einfache Formeln für die statisch überzähligen Größen ab, die unter Benutzung von Tabellen das Aufzeichnen der Einflußlinien oder die Ausrechnung für ruhende Lasten gestatten. Zeitschrift für Betonbau 1913. Heft 8 und 9.

Untersuchung gegliederter Druckstäbe. Von Regierungsbaumeister a. D. Grüning-Düsseldorf. Ausführliche Angabe des Rechnungsganges. Der Eisenbau 1913. Nr. 11.

Veränderung statisch unbestimmter eiserner Dachbinder in statisch bestimmte und neue graphische Berechnungen zur Spannungsermittlung. Von Dr.-Ing. Martin Gesell, Architekt (Karlsruhe). Eine ausführliche Abhandlung des angeführten Themas. Zeitschrift für Architektur und Ingenieurwesen 1913. Heft 5 und 6.

III. Eisenbetonversuchswesen; Feuerproben.

Reinforced concrete wall footings and column footings. Es werden interessante Versuche mit Eisenbetonfundamentplatten und -schwelen beschrieben, die zur Klärung der Frage über die Anordnung der Bewehrung dienen sollten. Mit Abb. und Zusammenstellung der Ergebnisse. Concrete and Constructional Engineering 1913. Vol. VIII. Nr. 12.

IV. Vorschriften und Leitsätze.

Abnahmevorschriften für Kunststeine und Zementwaren. Vorschläge von Dr. W. S. Verf. übergibt seine Vorschläge über Vorschriften bei Verwendung der Rohstoffe, Herstellung und Abnahmeprüfung der Öffentlichkeit, um die Zementwaren- und Kunststeinindustrie dadurch zu heben. Tonindustriezeitung 1913. Nr. 32.

V. Ausführungen.

1. Allgemeines über Beton und Eisenbeton. Zement-, Beton- und Eisenbetonwaren. Bauunfälle.

Verstärkung und Sicherung von Eisenbetonbauten. Bei Inbetriebnahme eines Fabrikneubaues aus Eisenbeton zeigten sich sehr bald in allen Stockwerken an Balken und Unterzügen Risse. Fehler in Berechnung und Ausführung sind die Veranlassung. Da ein Abbruch unmöglich, wurden alle Säulen mit Eisenkonstruktion umgeben, auf denen gleichzeitig auch die Unterzüge aus I-Eisensträgern abgestützt wurden. Mit Abb. Tonindustriezeitung 1913. Nr. 135.

Betonhakensteine. In dem Aufsätze, der nach einem Vortrage des Ingenieur Schnell-Wien geschrieben ist, wird zunächst die Bauweise, der Haustein und endlich die Herstellung der Steine geschildert. Mit Abb. Tonindustriezeitung 1913. Nr. 108. — S. a. L. 1913. Heft 6. V, 2.

Drahtseilbahnstützen aus Beton und Eisenbeton. Dem Nachteil der Holz- und Eisenstützen bei Haldenbahnen, sowohl durch die Glut als auch den Druck des aufgeschütteten Haldengutes zerstört zu werden, sucht man durch erhöhte Betonfundamente zu begegnen. Neuerdings hat man Eisenbetonstützen ausgeführt, wovon ein Beispiel kurz beschrieben wird. Allerdings hat sich gezeigt, daß dieselben nur da mit Vorteil zur Anwendung kommen können, wo die Verhältnisse zur Anfertigung und Aufstellung günstige sind, wie z. B. bei Zementfabriken, wo der Baustoff bequem zur Hand ist. Mit Abb. Deutsche Bauzeitung, Mitt. 1913. Nr. 21. — S. a. L. 1913. Nr. 12.

Das Erdbeben in Tirnovo (Bulgarien). An einer Reihe von Abb. werden die Verheerungen des Erdbebens gezeigt, das zum Teil Backsteinbauten vollständig zerstört hat, während ein in Eisenbeton erstelltes Kinotheater sich vollständig erdbebensicher erwiesen hat. Dieser Bau wird in seiner Konstruktion kurz beschrieben und hierbei gezeigt, daß das ganze Hausgerippe ein einheitliches Ganzes bilden muß, am besten in der Anordnung einer Rahmenausbildung nach zwei aufeinander senkrechten Richtungen. Beton und Eisen 1913. Heft 19.

Der Eisenbetonrechenchieber System Dr. Lewe in Bromberg. Der neue Rechenchieber ersetzt den bisher üblichen und besitzt weiterhin fünf Teilungen, die eine abgekürzte Berechnung gemäß den preussischen Vorschriften unter Vernachlässigung der Betonzugspannungen gestatten. Er eignet sich vornehmlich zum Dimensionieren von Deckenkonstruktionen. Sein Gebrauch wird kurz erläutert. Deutsche Bauzeitung, Mitteilungen 1913. Nr. 22.

Combination concrete and cast iron for columns and arch ribs. Mitteilungen über umschnürtes Gußeisen. Mit Abb. der rund 60 m weitspannige Brücke des Ostseebades Deep. Engineering News 1913. Vol. 70. Nr. 18. — S. a. L. 1913, V, 3, wo die Spannweite mit 80 m angegeben ist.

Recent British Patents relating to Concrete. Die zahlreichen aufgeführten Neuerungen sehen zum Teil besonders ausgebildete Armierungen für Decken und Säulen vor; ein Funkentelegraphieturm wird beschrieben, desgleichen Eisenbetonsinkkästen und Eisenbetonschwellen. Mit Abb. Concrete and Constructional Engineering 1913. Vol. VIII. Nr. 10.

Ein Beitrag zum Bau von Stallungen für gesunde Pferde. Von August Matussig, k. und k. Oberstleutnant des Ingenieuroffizierskorps, Technisches Militärkomitee in Wien. In der Abhandlung wird auch die Verwendung des Eisenbetons für solche Bauten, insbesondere vom Standpunkt der Bauhygiene besprochen. Österr.

Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst 1913 Nr. 42.

Stampfbeton oder Gußbeton? Von Staatsbaurat O. Franzius in Bremen. Vortritt unter Anführung vieler Gründe für die Verwendung von Gußbeton besonders bei Wasserbauten ein. Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure 1913. Nr. 42. — S. a. Armierter Beton 1913 Heft 7 und L. 1913 Heft 10. T. 388.

Failure of the Transcona grain-elevator. In vier Abb. wird die einseitige Senkung von rund 10 m eines in Eisenbeton erbauten und auf einer Eisenbetonplatte gegründeten mächtigen Getreidespeichers dargestellt und kurz beschrieben. Das gewaltige Bauwerk erlitt bei dieser Neigung um 28° von der Lotrechten, bis auf einige Haarrisse, keinerlei Beschädigungen. Engineering News 1913. Vol. 70. Nr. 19. — Engineering Record 1913. Vol. 68. Nr. 18.

Über Fundamentplatten für Einzellasten unter besonderer Berücksichtigung der Kreisplatte. Von Dr.-Ing. Karl Arnstein, Straßburg. Im Anschluß an eine diesbezügliche Veröffentlichung empfiehlt Verfasser die Kreisform mit Radial- und Ringeisenbewehrung im Gegensatz zu einer polygonalen Anordnung der Eisenstäbe. Die Berechnung solcher Platten wird allgemein und an einem Beispiel erläutert und wird durch eine Dimensionierungstabelle erleichtert. Mit Abb. Beton und Eisen 1913. Heft 17. — S. a. L. 1913 Heft 7.

Failure of groined arches at Baltimore's new water Filtration plant. Von James W. Armstrong. Beschreibung des Einsturzes eines Teiles eines Wasserbehälters, der durch Betongewölbe überdeckt war, infolge vorzeitigen Ausrustens. Mit Abb. Engineering Record 1913. Vol. 68. Nr. 20.

Bauunfall Brücke Völklingen-Fürstenthausen. Es handelt sich hierbei um den Einsturz des Lehrgerüstes des 54 m weitgespannten Mittelbogens, dessen Betonierungsarbeiten noch nicht beendet waren. Mit Abb. Beton u. Eisen 1913. Heft 19.

Failure of part of Lyman-Stark bldg. Cedar Rapids, Iowa. Beschreibung des Einsturzes eines siebenstöckigen, im Bau begriffenen Geschäftshauses. Als Ursache ist vorzeitige Ausschalung einer Säule im unteren Stockwerk anzusehen. Mit Abb. Engineering News 1913. Vol. 70, Nr. 22.

2. Ausführungen im Hochbau.

Reinforced-concrete girders of unusual span. Beschreibung einer Halle, deren Deckenunterzüge 17,25 m weitgespannt und als Eisenbetonbalken ausgebildet sind. Ihre Höhe mißt 1,88 m. Mit Abb. Engineering Record 1913. Vol. 68, Nr. 18.

Beton und Eisenbetonkonstruktionen der Hakenterrasse in Stettin. Von Stadtbauingenieur Weidmann, Stettin. Die in Beton bzw. Eisenbeton ausgeführten Konstruktionen der Freitreppen und Stützmauern werden eingehend besprochen, ihre Berechnung im Auszug kurz angegeben und die Bauausführung erläutert. Mit zahlreichen Abb. und einer Tafel. Beton u. Eisen 1913. Heft 18 u. 19.

Eisenbeton-Konstruktionen der Kohlentransportbahn Savona — San Giuseppe. Beim Bau der rd. 17 km langen Seilschwebbahn fand der Eisenbeton ausgedehnte Anwendung und es werden die Anlagen eines Kohlsilos, einer Galerie zum Schutz der Seilbahn, ein Schutzsteg bei Kreuzung eines Eisenbahneinschnittes und weiterhin eine Eisenbahnbrücke und die Konstruktion einer Hochbahn kurz beschrieben. Durch zahlreiche Abb. wird auch eine Erläuterung konstruktiver Einzelheiten gegeben, insbesondere für den Silo, der unmittelbar am Hafen erbaut ist und das Ladegeschäft vom Schiff zur Seilbahn regeln soll. Die 134 m lange Eisenbahnbrücke mit acht Öffnungen von 18 m größter Spannweite stellt einen durchlaufenden Träger dar, der in seinen Vouten mit Spiralarmierung versehen ist. Die Druckbeanspruchung des Betons beträgt hierbei 57 kg/cm^2 als Höchstwert. Deutsche Bauztg. Mitt. 1913. Nr. 21 und 22.

Concrete reservoirs for water and petroleum. Von J. L. Jeffery. Es wird besonders die Frage eingehend besprochen, wie die Behälter für Wasser und Petroleum am besten undurchlässig für die Flüssigkeiten zu machen sind, wobei darauf hingewiesen wird, daß eine Undurchlässigkeit gegen Petroleum weit schwerer sich erzielen läßt. Empfohlen wird hierfür ein Leimanstrich und eine 5prozentige Lösung von Kaliumbichromat. Concrete and Construct. Engineering. Vol. VIII, 1913. Nr. 12.

Freitragende Eisenbetontreppe auf der Ausstellung in Köslin 1912. Von Architekt O. May, Neustadt a. d. Haardt. Die durch ihre eigenartige Form bekannte freitragende Eisenbetontreppe stellt eine mehrfach gebrochene Kragkonstruktion dar, die in ihrer statischen Berechnung kurz erläutert wird. Mit Abb. Deutsche Bauztg. Mitt. 1913. Nr. 22.

Ein Wohnhaus für Fabrikangestellte. Von A. Ricker, Berlin-Charlottenburg. Beschreibung eines amerikanischen Gebäudes in Eisenbeton, das in seinen drei oberen Stockwerken Familienwohnungen und im ersten Geschäftsladen aufweist. Eine 2 m breite Galerie in Eisenbeton führt um das Gebäude in Höhe des 2. Stockwerkes herum. Mit Abb. Beton u. Eisen 1913. Heft 19.

Zweckmäßigkeit der Verwendung von Eisenbeton oder Eisen für monumentale Hochbaukonstruktionen. Von Stadtbaurat

Berg und Stadtbauinspektor Dr.-Ing. Trauer in Breslau. Der Aufsatz wendet sich gegen Mitteilungen von seiten des Stahlwerksverbandes, die unter Berücksichtigung des Kuppelbaues der Breslauer Festhalle darzulegen versuchen, daß bei großen Kuppeln im Hinblick auf statische Sicherheit und Wirtschaftlichkeit dem Eisen vor dem Eisenbeton der Vorzug zu geben sei. Die Verfasser heben hervor, daß im Falle der Breslauer Kuppel die statische Berechnung für eine Eisenkonstruktion nicht geringere Schwierigkeiten geboten haben würde als beim Eisenbeton. Die Feuersicherheit dieses Bauwerkes erforderte zum mindesten eine Konstruktion in ummanteltem Eisen, wodurch nur eine Ersparnis von 2% der Bausumme gegenüber dem Eisenbeton erzielt worden wäre. Dabei ist aber die Gefahr der Zerstörbarkeit des Eisens durch Verrosten mit in Kauf zu nehmen, was bei einem derartigen Monumentalbau, wie es die Breslauer Festhalle ist, von vornherein auszuschließen ist. Dtsche Bauztg. Mitt. 1913. Nr. 21.

Aufzugschacht in Eisenbeton für die Zentral-Erzaufbereitung der Königlichen Berginspektion Clausthal. Vom Kgl. Baurat Ziegler in Clausthal. Bei der Errichtung eines 18 m hohen Aufzugschachtes wurden die Vorteile des Eisenbetons im Gegensatz zum Eisen mit gutem Ergebnis erprobt. Der Schacht lehnt sich an die Eisenschwächwand des Aufbereitungsgebäudes an, an deren Riegeln die horizontalen Rahmen der übrigen drei Schachtwände mit Winkeleisen befestigt sind. Mit Abb. Zeitschr. für Betonbau 1913. Heft 8.

Die Gründung des K. K. Gerichtsneubaus Triest. Von Dr. techn. F. Tamm, Triest. Die auf die Ausschreibung der Gründungsarbeiten hin erfolgten Angebote, die eine Flach- und Schwebegründung ausschließen sollten, da eine solche wegen der lokalen Verhältnisse nicht geboten erschien, zeigen sechs verschiedene Gründungsarten, die kurz aufgeführt werden. Zur Ausführung kam das Angebot, das Eisenbetonpfähle, System Züblin, mit darauf ruhendem Tragrost aus Eisenbeton vorsah. Mit Kostenvergleichen. Zeitschr. für Betonbau 1913. Heft 8.

The new Municipal theatre in Duisburg. Von Viktor Mautner. Die Eisenbetonkonstruktionen des Bauwerkes sind ausführlich beschrieben und durch zahlreiche Abb. erläutert. Concrete and Constr. Engineering. Vol. VIII, 1913. Nr. 11.

Reinforced concrete construction at the villa Marina Kursaal, Douglas, Isle of Man. Kurze Beschreibung eines rd. 30 m weitgespannten Kuppelbaues von achteckiger Grundrißform. Mit Abb. Engineering 1913. 21. Nov.

A reinforced concrete coal-washing plant for the old silkstone collieries Co Ltd. Kurze Beschreibung der in Eisenbeton her-

gestellten Silos. Mit Abb. Concrete and Construct. Engineering. Vol. VIII. 1913. Nr. 12.

Reinforced concrete dome of public library Melbourne. Von Albert Lakemann. Beschreibung einer Kuppel von rd. 36 m Durchmesser, die eine Lesehalle überdeckt und sich in der Mitte bis zu 34,80 m über dem Fußboden der Halle erhebt. 17, mit Kahnisen armierte Rippen werden durch Pfetten verbunden, welche das Oberlicht tragen. Mit Abb. Concrete and Construct. Engineering, Vol. VIII. 1913. Nr. 12.

Piscine de natation en ciment armé. Mitteilungen über das zu Gladbeck ausgeführte Schwimmbecken in Eisenbeton. Nouvelles annales de la construction. Mit einer Tafel. 1913. Heft 10. — S. a. L. 1913. Heft 4.

Some reinforced concrete coal bunkers and hoppers. Kurze Beschreibung einiger Siloanlagen. Mit Abb. Concrete and Construct. Engineering, Vol. VIII 1913. Nr. 10.

Reinforced steel concrete guard rails in road building. Eingehende Besprechung von in Amerika zur Anwendung gekommenen Eisenbetonschutzschienen für Landstraßen, die in den Straßenkörper eingebettet werden und in Abständen von 2,50 m durch Säulen unterstützt werden. Mit Abb. Concrete and Constr. Engineering, Vol. VIII. 1913. Nr. 12.

Wettbewerb um einen Wasserturm in Varel i. O. Die bemerkenswertesten Entwürfe werden in Abb. veranschaulicht. Der Industriebau 1913. Heft XI.

Constructing a ten story concrete building. Kurze Beschreibung eines amerikanischen Riesenbaues in Eisenbeton. Mit Abb. Cement and Engineering News 1913. Vol. 25. Heft 11.

Ausführungsfehler bei Eisenkonstruktionen im Hochbau. Von Dipl.-Ing. Wochinger, Baupolizeingenieur, Essen a. Ruhr. Die wachsende Verwendung der Eisenkonstruktionen hat es mit sich gebracht, daß auch weniger geschulte Firmen sich mit der Ausführung dieser Bauweise befassen müssen. Im Gegensatz zur Eisenbetonbauweise gibt das Gesetz keine einschränkenden Bestimmungen, welche die Ausführung durch ungeschulte Unternehmer verbieten. Die kleineren Arbeiten im Hochbau, mit denen sich größere Spezialfirmen nicht befassen können, finden dadurch oft eine falsche und unsachgemäße Ausführung, wovon der Verfasser eine große Anzahl Beispiele anführt. Den Ausführungen des Verfassers schließt sich eine Entgegnung des Stahlwerksverbandes an. Beton und Eisen 1913. Heft 18.

Stampfbeton oder Schüttbeton. Im Anschluß an die mannigfachen Erörterungen dieser Frage ist auch der Deutsche Ausschuß für Eisenbeton dieser Frage näher getreten und hat sich für eine Beibehaltung der Stampfbetonbauweise ausgesprochen. Allerdings sollen auch Bestim-

mungen über Schütt- und Gußbeton ausgearbeitet werden. Zentralblatt der Bauverwaltung 1913. Nr. 84. — S. a. L. 1913 Heft 10.

Über einen Versuch zur Herstellung einer Herdmauer durch Einspritzen von Zement. Von Regierungsbaumeister F. W. Schmidt, Dörverden. Der angestellte Versuch zeitigte ein negatives Resultat, da sich kein geschlossener Betonkörper, sondern nur einzelne Zementzylinder von 5 bis 10 cm \varnothing bildeten. Mit Abbild. Zentralblatt der Bauverwaltung 1913. Nr. 82.

A concrete stone chapel at Lossiemouth. Abb. einer aus Betonsteinen erbauten Kapelle. Concrete and Constr. Engineering. Vol. VIII 1913. Nr. 12.

3. Ausführungen im Brückenbau.

Die Verlegung des Ahseflusses in Hamm (Westf.). Von Stadtbaurat Krafft in Hamm in Westf. Bei dieser Verlegung sind eine ganze Anzahl neuer Brücken und ein großer Düker in Eisenbeton ausgeführt worden, die mit Abb. in diesem Aufsatz näher beschrieben werden. Deutsche Bauztg. 1913. Nr. 83.

Warrington bridge. Kurze Beschreibung einer rd. 40,90 m weitgespannten Eisenbetonbogenbrücke mit oben liegender gestützter Fahrbahn. Die Stärke der Rippen, deren 10 vorhanden sind, beträgt im Scheitel 1,05 m und am Kämpfe 1,37 m; als Bewehrung ist Spiralarmierung vorgesehen. Eine bemerkenswerte Anordnung von vorübergehenden federnden Gelenken in den Rippen bis zur Fertigstellung des Bauwerkes ist aus einer beigegebenen Photographie vorzüglich zu erkennen. Mit Abb. des sehr gefällig wirkenden Bauwerkes. Concrete and Constr. Engineering. Vol. VIII 1913. Nr. 12.

Le chemin de fer électrique de Cerdagne. Der bekannte Viadukt Sejournés mit zwei Etagen von Fontpédrouse wird unter anderem kurz beschrieben. Annales des ponts et chaussées 1913. Heft V.

Der Neubau der Draubrücke in Marburg. Die im Anschluß an die eiserne Strombrücke beiderseits angeordneten Gewölbe von 12 und 10 m Lichtweite sind in Stampfbeton mit Granitverkleidung erbaut, ebenso wie die Strom- und Landpfeiler, bei denen auch Eisenbetonkästen für die Fundierung zur Anwendung gekommen sind. Mit Abb. Zentralblatt der Bauverwaltung. 1913. Nr. 93.

Beitrag zur Entwicklung des Brückenbaues. Vom Bauingenieur K. Haller, Ulm a. D. Verfasser bespricht kurz einige alte, kleinere, aber sehr reizvolle Brückenbauten, die auch in Abbildungen veranschaulicht sind. Es sind dies eine Straßenbrücke im Val Maggia im Tessin, Brücken über die Nagold bei Hirsau und Calw sowie eine

Donaubrücke zu Ulm. Der Brückenbau 1913. Heft 22.

Die neue gewölbte Brücke beim Rudolfinum in Prag. Mitgeteilt von Soukup, städt. Oberbaurat. Das die Moldau überbrückende Bauwerk besteht aus 4 großen, massiven Gewölben von 38,25 m bzw. 41,80 m Lichtweite und einem Durchlaß von 7,00 m. Die Gewölbe besitzen einen Pfeil von 1:11,14 bzw. 1:9,77 und sind als Dreigelenkbogen berechnet und ausgeführt, als Gelenke wurden Wälzgelenke (Granitquader) mit Bleiplatten vorgesehen. Die Ausführung der Gewölbe erfolgte in Stampfbeton mit Granitverkleidung in den Stirnflächen. Die größte Druckbeanspruchung des Betons vom Mischungsverhältnis 1:4 wurde zu 33 kg/cm² ermittelt. Die Fahrbahntafel ist in Eisenbeton ausgebildet und durch Pfosten auf das Gewölbe gestützt. Ausführliche Beschreibung des Bauwerkes mit Angaben über die Berechnung, die Lehrgerüste und die Bauausführung. Mit Abb. und Tafeln. Allgemeine Bauzeitg. 1913. Heft 4.

Bericht der Bauleitung über die bisherigen Bauarbeiten an der Chur-Arosa-Bahn. In der Beschreibung werden eine große Anzahl von Brücken und Stützmauern in vielen guten Abbildungen gezeigt und näher vorgeführt. Besonders bemerkenswert sind darunter der 62 m hohe und 287 m lange Langwieser-Viadukt mit einer Hauptöffnung von 100 m (bisher das bedeutendste Eisenbetonbauwerk der Schweiz), die Gründjetobel-Brücke von 145 m Länge und 46 m Höhe mit einem Hauptbogen von 86 m Stützweite und der 53 m hohe Custieler-Viadukt mit 3 Öffnungen von je 25 m. Schweizer. Bauzeitg. 1913. Bd. 62, Nr. 21.

Artistic marks for ugly bridges. An zwei Beispielen wird die ornamentale Ausbildung von Betonflächen bei Brückenbauten gezeigt. Mit Abbild. Eng. Record 1913. Vol. 68, Nr. 15.

Eisenbetonbrücke über den Ems-Weser-Kanal im Zuge der Bothfelderstraße in Hannover. Von Oberingenieur G. Rüdth, Biebrich. Besprochen werden die verschiedenen Vorentwürfe des Bauwerkes, welches in seiner Ausführung als Gerberträger ausgebildet ist und eine lichte Weite von 41,70 m besitzt. Die Vorentwürfe sahen Dreigelenkbogenbrücken vor, u. a. mit rückwärtigen Auslegern, konnten jedoch infolge der ungünstigen Bodenverhältnisse für die Ausführung nicht in Frage kommen. Die für diese gewählte Auslegerkonstruktion wird in ihrem Entwurf und ihrer konstruktiven Durchbildung ausführlich beschrieben, die Berechnung in ihren Grundzügen erwähnt und weiterhin die Bauausführung kurz besprochen. Mit zahlreichen Abb. Der Brückenbau 1913. Nr. 22.

Eisenbetonbrücke bei Piedmont, Kalifornien. Von Frank C. Perkins, Buffalo. Kurze

Beschreibung des Bauwerkes, das ein eingespanntes Gewölbe von 39,62 m Spannweite aufweist. Mit Abb. Beton und Eisen 1913. Heft 19.

Prize design for James River bridge at Richmond. Der beim Wettbewerb für die Überbrückung des James-River mit dem ersten Preise ausgezeichnete Entwurf einer Eisenbetonbrücke mit 11 Öffnungen von je rd. 49 m Spannweite wird kurz beschrieben. Mit Abb. Engineering Record 1913. Vol. 68, Nr. 20.

Di alcuni sottovia in cemento armato costruiti dalle ferrovie dello stato di Roma. Über einige in Rom aus Eisenbeton hergestellte Straßenunterführungen unter Bahngleisen. Von Ing. Paolo Bo. Nach einleitender Aufzählung der zahlreichen Eisenbetonausführungen des Tief- und Hochbaues, die sich für die Anlage einer Haltestelle im trasteverinischen Stadteile Roms nötig machten, wobei etwa 11 000 cbm Beton verbraucht und 1½ Millionen Lire aufgewendet sind, werden vier Unterführungen beschrieben und unter diesen besonders die bei Porta San Lorenzo belegene eingehender besprochen und durch Abbildungen erläutert. Alle 4 Bauwerke besitzen 3 Öffnungen, von denen die mittleren für Fuhrwerk bestimmten 10,6 oder 10,4 m lichte Weite, die seitlichen dem Fußgängerverkehr dienenden 10,4 oder 6,6 m Weite erhielten. Die mittleren Widerlager bestehen aus einzelnen 0,9 · 1,0 m starken rechteckigen Eisenbetonpfeilern, die in Richtung der Straße 3,2 m von Mitte zu Mitte voneinander entfernt und oben und unten durch mächtige Eisenbetonbalken verbunden sind. Die Hauptunterzüge der als Plattenbalken hergestellten Brückenbahn liegen in Richtung der Eisenbahngleise abwechselnd über einem der Pfeiler oder in der Mitte zwischen ihnen, von den starken Balken getragen. Die Einzelabmessungen, die Hauptergebnisse der statischen Berechnung und der Belastungsproben sind aufgeführt. Il cemento 1913. Nr. 21.

The Carondelet Park Bridge, St. Louis, Mo. Von Charles W. Martin. Beschreibung einer sehr flachgespannten Eisenbetonbogenbrücke von rd. 29 m Spannweite, bei welcher die Widerlager in Rippen aufgelöst sind. Mit Abb. Engineering News 1913. Vol. 70. Nr. 14.

Umschnürter Gußeisenbeton und die Fürst-Schwarzenberg-Brücke in Leipzig. Von Dr.-Ing. H. Nitzsche, Frankfurt a.M. Kurze Mitteilungen über die Berechnungsweise des neuen Baustoffes und Beschreibung der Schwarzenberg-Brücke in Leipzig. Mit Abb. Der Brückenbau 1913. Heft 19.

Die neue Kaiser-Wilhelm-Brücke in Trier. Vom Beigeordneten Stadtbaurat Schilling in Trier. Kurze Beschreibung der in Stampfbeton erbauten Brücke, bei deren Entwurf vor allem ästhetische Rücksichten mit zu beachten

waren. Die größte Öffnung weist eine lichte Weite von 43 m auf. Mit zahlreichen Abb. Zentralblatt der Bauverwaltung 1913. Nr. 83.

Die Halenbrücke bei Bern. Es wird eine Abbildung des soeben fertiggestellten großen Bauwerks gegeben. Die Spannweite des Hauptbogens mißt 87,3 m bei einer Pfeilhöhe von 29 m. Der Brückenbau 1913. Heft 21. S. a. L. 1913. Heft 5.

4. Ausführungen im Wasserbau.

Der Großschiffahrtsweg Berlin-Stettin. (Unter besonderer Berücksichtigung der Bauausführung im Bauamte III Eberswalde.) Von Regierungsbaumeister Miehke in Eberswalde. In der sehr ausführlichen Beschreibung werden unter anderem auch der Brückenkanal über die Berlin-Stettiner Eisenbahn, die Schleusenbauwerke, die Wassertorbrücken, eine große Heberanlage und die Herstellung von Betondeckungen der Kanalböschungen sehr eingehend und mit vielen Abbildungen geschildert. Deutsche Bauzeitg. 1913. Nr. 87, 88, 90, 91 und 93.

A reinforced Concrete wharf with grouted foundations; Harbor improvement at Iloilo, Philippine Islands. Von Wilson T. Howe. Ausführliche Beschreibung der in Eisenbeton ausgeführten Kaianlagen. Die als Eisenbetonplatte hergestellte Kaifläche wird durch Unterzüge gestützt, welche von vier Eisenbetonsäulen getragen werden und an ihrem hinteren Ende ein künstliches Widerlager in der 1:1,5 geböschten Uferbefestigung finden. Mit Abb. Engineering News 1913. Vol. 70, Nr. 21.

The construction of the „White Star“ dock and the adjoining quais at Southampton. Von Francis Ernest Wentworth-Sheilds. Kurze Beschreibung der umfangreichen Bauarbeiten, wo der Beton und Eisenbeton die mannigfachste Verwendung fand, unter anderem fanden Gründungen durch Eisenbetoncaissons statt. Concrete and Construct. Engineering 1913. Vol. VIII, Nr. 12.

Neue Pfahlgründung mit Verbund-Holz-Eisenbeton-Pfählen. Mitgeteilt von Prof. Dr.-Ing. Schönhöfer, Braunschweig. Eingehende Beschreibung dieses neuen Gründungsverfahrens. Mit Abb. Zeitschrift für Betonbau 1913. Heft 8. — s. L. 1913, Heft 12.

Verfahren zur Herstellung von Baukörpern aus Beton oder Eisenbeton, hauptsächlich für Wasserbauten. D. R. P. M. Seboldt, Berlin. Die Anwendung des Verfahrens soll besonders für Ufermauern, Längs- und Querbuhnen vorteilhaft sein und eine ganz bedeutende Kostenersparnis mit sich bringen. Kurze Angaben über die Ausführung des Verfahrens. Zentralblatt der Bauverwaltung 1913. Nr. 83.

Main canal of Medina irrigation project. Beschrieben werden u. a. 2 Unterdrücke-

rungen in Eisenbeton, bestehend aus zwei Rohrleitungen von rd. 2,50 m Durchmesser. Mit Abb. Engineering Record 1913. Vol. 68, Nr. 16.

Flachgründungen auf Schlamm- und Moorboden und Rekonstruktionen mit Hilfe dieses Verfahrens. Von Ing. Mich. Heimbach. Hard bei Bregenz. Verfasser beschreibt die umfangreichen Rekonstruktionsarbeiten der Fundamente des k. k. Post- und Telegraphengebäudes zu Bregenz. (S. L. 1913. Heft 7, V, 5.) Mit zahlreichen Abb. Beton und Eisen 1913. Heft 16, 17 und 18.

Some concrete bridges in India. Kurze Mitteilungen über einige kleinere Brücken nach Bauweise Monier. Mit Abb. Concrete and Construct. Engineering 1913. Vol. VIII, Nr. 11.

Some improvements in the port of London. Die beim Ausbau des Londoner Hafens ausgeführten Kais und Schuppen sind zum großen Teil in Eisenbeton erbaut und werden kurz beschrieben. Mit Abb. Concrete and Construct. Engineering 1913. Vol. VIII, Nr. 10.

5. Ausführungen im Straßen-, Eisenbahn-Tunnel- und städtischen Tiefbau.

Neuer Gleisunterbau. Bauweise Gebr. Rank. Eine neue Gleisbettung aus Eisenbeton, wie sie beim Bau einer Straßenbahnlinie in München verwendet wurde, wird mit Abbildungen eingehend beschrieben. Tonindustrie- Ztg. 1913. Nr. 135. — s. L. 1913, Heft 7, V, 5 und 12, V, 5.

Wiederherstellung und Verstärkung einer verdrückten Tunnelstrecke. Von August Wolfsholz, Berlin. Die Wiederherstellung einer in sehr starkem Ziegelmauerwerk hergestellten Tunnelstrecke, die dem schiebenden Erdreich nicht zu widerstehen vermochte, wird kurz beschrieben. Sie bestand in einer Zementierung des Gebirges durch das Mauerwerk hindurch; der zweite Teil der Arbeiten umfaßte die Auspressung der Hinterpackung unter Schließung der vorhandenen Risse des Mauerwerkes. Zum Schluß wurde auf je eine Strecke von 2,3 m eine Eisenbetonröhre zur Verstärkung an der Innenlaibung derart angeordnet, daß zunächst ein sehr starkes Eisennetz angebracht und im Mauerwerk verankert wurde. Eine kräftige Holzverschalung diente dann als Gußform für den unter 5—6 atm eingepreßten Beton. Mit Abb. Zentralblatt der Bauverwaltung 1913. Nr. 90.

Tests of concrete and brick pavements. Anlässlich des amerikanischen Straßenbaukongresses fanden Prüfungen von Beton- und Pflasterstraßen statt, wobei sich die in Zementmörtel versetzten Klinker am besten bewährten. Mit Abb. Engineering Record 1913. Vol. 68, Nr. 17.

Scheune aus Betongittersteinen. Kurze Beschreibung mit Abbildung dieser eigenartigen

Ausführung in Amerika. Die zur Herstellung der Betonsteine verwendete Holzform wird mit Abbildungen beschrieben. Tonindustrie-Ztg. 1913. Nr. 105.

Berechnung eines Maschinenkellers aus Eisenbeton. Von Oberingenieur H. Winkelmann, Ratibor. Mitteilung der statischen Berechnung der Kellerkonstruktion, für welche außergewöhnliche Grundwasserverhältnisse zu berücksichtigen waren. Mit Abb. Beton und Eisen 1913. Heft 18.

Neue Wohnhausbauten bei der K. und K.

Pulverfabrik in Blumau (N.-Ö.). Von Anton Fitzinger, Wien. Bei diesen Bauten kam ein neues Deckensystem (Formsteinbalken nach System „Seidel“) zur Anwendung, das ausführlich beschrieben wird. Mit Abb. Beton und Eisen 1913. Heft 18.

Kranbahn aus Eisenbeton. Dipl.-Ing. Fischmann wendet sich in dieser Zuschrift gegen die Berechnung einer Kranbahn, die Dipl.-Ing. Kupfer in Nr. 96 der Tonindustrie-Ztg. beschrieben hat. Tonindustrie-Ztg. 1913. Nr. 108.

WIRTSCHAFTLICHE RUNDSCHAU.

Die Neubildung des Zementsyndikats.

Die Neubildung des Rheinisch-Westfälischen Zementsyndikats ist als perfekt anzusehen. Es sind nur noch einige Formalitäten zu erledigen. Das neue Syndikat, das auf die Dauer von zwölf Jahren gegründet ist und seinen Sitz in Bochum hat, steht unter Leitung des bisherigen Direktors des Zementwerkes „Meteor“ Kronenberg. Das neue Syndikat umfaßt auch die zementartigen Bindemittel, die sogenannten Extramarken. Die Werke Bonner Bergwerk und Hüttenverein, Marjes und Bender in Kupferdreh und Dieckerhoff in Biebrich treten dem Syndikat nicht als Mitglieder bei, sondern treten zu ihm in ein Kartellverhältnis. Die vor einiger Zeit vorgenommenen syndikatlichen Verkäufe für 1914 werden nicht vom neuen Syndikat übernommen. Es ist beabsichtigt, die Zementpreise für nächstes Jahr nur um 10 M. pro Doppelwagen zu erhöhen mit Rücksicht darauf, daß bei der bisherigen höheren Gesamtbeteiligung am neuen Syndikat eine Produktionseinschränkung von etwa 60 pCt. notwendig werden wird, die sich allerdings im Lauf der Zeit durch die in Aussicht genommenen Quotenankäufe und Stilllegung weniger leistungsfähiger Werke vielleicht um 10 pCt. verringern wird.

Die deutsche Zementindustrie

war im letzten Jahre mehr denn je zuvor darauf angewiesen, die ausländische Konkurrenz vom Inlandsmarkt nach Möglichkeit fernzuhalten und den Export zu forcieren, da ja das Darniederliegen der Baukonjunktur die Absatz-

verhältnisse in Deutschland stark beeinträchtigte. In den Monaten Januar bis Oktober der Jahre 1909—1913 entwickelte sich die deutsche Ein- und Ausfuhr von Zement wie folgt:

Januar- Oktober	Menge in dz	Wert in Mill. M.	Ausfuhr	
			Menge in dz	Wert in Mill. M.
1909	2 012 496	5,80	5 025 152	16,38
1910	2 124 051	6,12	6 056 907	18,88
1911	2 186 158	5,68	6 989 774	21,98
1912	2 014 763	5,12	8 608 478	27,49
1913	1 528 355	3,88	9 483 869	31,79

Von dem Rückgange der deutschen Einfuhr im laufenden Jahre wurden vor allem die belgischen Zementwerke betroffen. Auch der Import aus der Schweiz hat etwas nachgelassen. Im einzelnen betrug die Einfuhr aus den wichtigsten Bezugsländern nach Doppelzentnern:

Januar-Oktober	1912	1913	Zu- resp. Abnahme
Belgien	1 084 353	603 445	— 480 908
Dänemark	189 672	208 519	+ 18 847
Österreich-Ungarn	482 566	483 871	+ 1 305
Schweiz	200 396	176 479	— 23 917

Die Ausfuhr nach den hauptsächlichsten Absatzgebieten belief sich auf Doppelzentner:

Januar-Oktober	1912	1913	Zu- resp. Abnahme
Brasilien	1 400 324	1 514 623	+ 114 299
Niederlande . . .	1 181 864	1 338 705	+ 156 841
Australien	640 723	540 111	— 100 612
Chile	594 249	743 880	+ 149 631
Rußland	671 055	603 356	— 67 699
Niederl. Indien . .	301 020	523 961	+ 222 941
Argentinien . . .	245 823	482 943	+ 237 120
Frankreich	395 180	475 532	+ 80 352
Österreich-Ungarn	426 294	336 015	— 90 279

Aus der Exportstatistik geht hervor, daß der Absatz von deutschem Zement überall da zugenommen hat, wo die Lage des Baumarktes eine befriedigende war. Diese beweist, daß es den deutschen Zementfabriken, die sich jetzt im Inlande größtenteils auf gefertigte Konventionen stützen können, gelungen ist, am Weltmarkt im Kampfe mit ausländischen Konkurrenten voran zu kommen. R. C. 5.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Herr Oberingenieur E. Mautner von der Firma Dücker & Co. in Düsseldorf, welchem unsere Zeitschrift schon manchen wertvollen Aufsatz zu verdanken hat, ist an der Technischen Hochschule zu Prag zum Doktor der technischen Wissenschaften promoviert worden.

Baufachausstellung und Wissenschaft.

Es ist erfreulich, daß bei der Prämierung auch die Wissenschaft berücksichtigt worden ist. Den nachstehend

aufgeführten Bauingenieuren, die in der wissenschaftlichen Abteilung der Internationalen Baufachausstellung ausgestellt hatten ist die Goldene Medaille der Stadt Leipzig verliehen worden:

Privatdozent Regierungsbaumeister Bernhard, Berlin. Professor Brix, Charlottenburg. Regierungsbaumeister Ewerbeck, Zivilingenieurbüro für Verkehrswesen und Kanalisation, Charlottenburg. Dr.-Ing. h. c. Gustav Lindenthal, New-York. Geheimer Regierungsrat Platz, Berlin. Geheimer Hofrat Scheidt, Dresden. Professor Zielinski, Budapest.

MITTEILUNGEN ÜBER PATENTE.

Mitgeteilt vom Patentbureau J. Bett & Co., Berlin SW. 48,
Friedrichstraße 235.

Abonnenten unserer Zeitschrift erhalten dort kostenlos Auskunft über alle Patent-, Gebrauchsmuster- und Warenzeichen-Angelegenheiten usw.

Gegen die Erteilung kann während der zweimonatlichen Auslage Einspruch erhoben werden.

Patent-Anmeldungen.

- 80a. D. 28 180. Drehbare Trommel zum Mischen von Straßeneindeckungsmasse, insbesondere von Teermakadam. Draiswerke Ges. m. b. H., Mannheim-Waldhof. 11. 1. 13.
- 80a. E. 18 383. Mischmaschine, insbesondere für Beton o. dgl. mit in einem Mischtrug hintereinander gelagerten Mischwerkzeugen. Firma Gustav Eirich, Hardheim in Baden. 29. 8. 12.
- 37b. D. 26 340. Doppelziegelstein, bestehend aus zwei gewöhnlichen über einen Teil ihrer Länge miteinander verbundenen Ziegelsteinen. Jules Doms, Brüssel. 12. 1. 12.
- 37d. F. 34 558. Verfahren zur Herstellung fester körniger Oberflächen bei Putzen und Kunststeinen. Paul Frank, Hamburg, Mittelstr. 44. 1. 6. 12.
- 80b. J. 15 122. Verfahren zur Aufschließung des Sandes für die Bereitung von Mörtel mittels einer Fluorverbindung. Julius Joachim, Berlin, Chausseestraße 123. 22. 10. 12.
- 37b. B. 64 906. Hohlkörper für Eisenbetondecken; Zus. z. Pat. 244 403. Building Improvement Co., New York; Vertr.: Pat.-Anwälte Dr. R. Wirth, Dipl.-Ing. C. Weihe, Dr. H. Weil, Frankfurt a. M. 1, u. W. Dame, Berlin SW. 68. 23. 10. 11.
- 37b. E. 18 160. Mastfuß aus Eisenbeton. Ernst Entenmann, Backnang. 19. 6. 12.

Patent-Erteilungen.

- 37f. K. 51 932. Verstellbares Verbindungsstück zur Herstellung von Gewächshäusern aus einzelnen Fenstern. Friedrich Küllenberg, Opladen. 9. 7. 12.
- 80b. H. 56 331. Verfahren zur Herstellung von Kunststeinformlingen aus mit einem geringfügigen Wasserzusatz bereiteten formbaren Massen aus hydraulischen Bindemitteln und Faserstoffen und gegebenenfalls anderen Füllstoffen. Adalbert Hermann, Wien; Vertr.: Pat.-Anwälte Dr. R. Wirth, Dipl.-Ing. C. Weihe, Dr. H. Weil, Frankfurt a. M. 1, u. W. Dame, Berlin SW. 68. 21. 12. 11.
- 80r. L. 35 970. Ofentür für Ring-, Kammer- und ähnliche Öfen, bei denen die Füllöffnungen nach Beschicken des Ofenraumes zugesetzt werden. Adam Leister, Bissau b. Kokoschken, Kr. Danziger Höhe. 6. 2. 13.
- 37f. T. 17 702. Rundhalle für Luftschiffe. Georg Thofehn, Hannover, Bandelstr. 24, Max Struben, Düsseldorf - Obercassel, Kaiser-Friedrich-Ring 8, und Heinrich Alrutz, Springe a. Deister. 16. 8. 12.
- 80a. L. 33 962. Selbsttätige Abschlußvorrichtung für Füllbehälter von Betonrohrpreßformen. Emil Lange, Cassel, Holländische Str. 95/12. 7. 7. 11.
- 80a. N. 13 197. Formmaschine mit zwei absatzweise gedrehten, die Formen haltenden Scheiben und einem parallel zur Scheibenwelle in jeweils eine Form mechanisch eingeführten lochbildenden Dorn. Carl Neumann, Hannover, Freiligrathstraße 2. 26. 3. 12.
- 80b. H. 56 730. Verfahren der Herstellung eines wasserdichten Zements durch Vermahlen der Klinker mit wasserabstoßenden Mitteln. Asmus Matthias Heinrich Hansen, Ober-Bergfelde 3. u. Martin Christian Johannes Neve, Treskowstr. 1, Hamburg. 30. 1. 13.

Gebrauchsmuster-Eintragungen.

- 80a. 563 614. Formkasten für Formsteine. Wilhelm Dittmann, Varel i. O. 3. 7. 13. D. 25 314.
- 80a. 563 640. Mörtelträger bzw. Kasten mit durch Wellblech verstärkten Seitenwänden. Hermann Krusy, Hagen i. W. 7. 7. 13. K. 58 921.
- 80a. 563 652. Formkasteranordnung bei Revolverziegelpressen mit senkrechter Achse. Mathias Hilden, Effern b. Cöln. 9. 7. 13. H. 61 819.
- 80a. 563 653. Triebadeinrichtung für das um eine senkrechte Achse rotierende Formsystem bei Revolverziegelpressen u. dgl. Mathias Hilden, Effern b. Cöln. 9. 7. 13. H. 61 820.
- 80a. 563 919. Vorrichtung zum Teilen resp. Trennen von Briquets. Karl Michaelis, Cöln-Lindenthal, Dürener Str. 88. 1. 7. 13. M. 46 998.
- 80a. 564 117. Ausrückvorrichtung der Zunge an Formkästen für Kronenziegel. Knappe & Noack, Maschinenfabrik, Guben. 16. 7. 13. K. 59 028.
- 37a. 562 550. Verkleidung von Eisenbetonrippen in Hohlsteindecken, zur Erzielung eines einwandfreien Deckenputzes. H. Redemann, Düsseldorf, Duisburger Straße 64a. 9. 7. 13. R. 36 476.
- 37a. 562 586. Muldenartige Blechverkleidung, insbesondere für Fensterbrüstungen. Friedrich August Große, Dresden, Pohlandstr. 18. 10. 4. 13. G. 33 059.
- 37a. 563 113. Hohlstein-Massivdecke mit Eisenbetonträger. E. Hartung, Merseburg, Gotthardstr. 39. 9. 7. 13. H. 61 797.
- 37b. 562 684. Tonkastenverbindung an Heißluftschächten. Darmstädter Ofenfabrik und Kunst-Keramische Anstalt, Carl Weiß, Darmstadt. 16. 5. 13. D. 25 023.
- 37c. 562 617. Dachfenster. Karl Kreß, Stuttgart-Untertürkheim, Galgenberg 36a. 3. 7. 13. K. 58 873.
- 37c. 562 694. Metallplatten-Dachdeckung o. dgl. Bruno Kunhenn, Essen-Bredeney. 18. 6. 13. K. 58 668.
- 37d. 562 558. Gitter aus einander durchdringenden Stäben mit mindestens einem Hohlprofil. Arthur Schweinburg, Prag; Vertr.: C. Fehlert, G. Loubier, F. Harmsen, A. Büttner u. E. Meißner, Pat.-Anwälte, Berlin SW. 61. 12. 7. 13. Sch. 48 977.
- 37d. 562 585. Einrichtung zum Schrägstellen und Schließen von Fensterrolläden u. dgl. vom Innenraum aus. Gg. Hanawitsch, München, Dänkelstraße 3. 9. 4. 13. H. 60 462.
- 37d. 562 610. Bandisenvergitterung. Hermann Lehmann, Berlin-Tempelhof, Friedrich-Wilhelm-Str. 32, u. Rudolf Feyerabend, Berlin, Dresdener Str. 85. 23. 6. 13. L. 32 235.
- 37d. 562 611. Holzgestell für Markisen. Jakob Kuhl, Frankfurt a. M., Egenolffstr. 38. 27. 6. 13. K. 58 772.
- 37d. 562 647. Selbsttätig wirkende Abdichtungsvorrichtung für Türen. Wedemeyer & Co., G. m. b. H., Hamburg. 18. 7. 13. W. 40 711.
- 37d. 562 649. Fußboden- oder Wandbelag aus gleichseitig dreieckigen Belagplatten. Walter Piesch, Unter-Themenau, Niederösterreich; Vertr.: A. Bauer, Pat.-Anw., Berlin SW. 68. 21. 7. 13. P. 24 034.
- 37d. 562 710. Drahtenzäunung bei großer Pfostenentfernung. Joseph Jenke, Teterow. 8. 7. 13. J. 14 255.
- 37f. 563 072. Fenster für Zelte, Wagenverdecke usw. Ernst Grunert, Heidhausen b. Werden a. Ruhr. 22. 4. 13. G. 33 153.
- 37b. 565 895. Langer Betonpfahl in verlорener Form. Beton- u. Tiefbau-Gesellschaft Mast m. b. H., Berlin. 25. 7. 13. B. 64 775.
- 19a. 565 516. Eisenarmierte Betonschwelle für Eisenbahnoberbau. Asbeston-Gesellschaft G. m. b. H., Berlin. 21. 5. 13. A. 20 675.
- 80a. 562 368. Form zur Herstellung von Längskörpern aus Beton u. dgl. Hermann Ulrich, Eßlingen a. N. 27. 6. 13. U. 4509.

- 37a. 562 092. Gipsdecke ohne Lattenauflagung. Otto Peetz jun., Tübingen. 20. 6. 13. P. 23 871.
- 37b. 562 008. Doppelte Gip-platte mit Hohlkanälen und vorstehendem Schwalbenschwanz. Jean Gerstner, Essen a. d. Ruhr, Gabelsbergerstraße 13. 25. 6. 13. G. 33 680.
- 37b. 562 046. Backstein mit künstlich gerauhten und besandten Ansichtsflächen. Bruno Haedrich, Eilenburg bei Leipzig. 30. 6. 13. H. 61 667.
- 37b. 562 120. Holzpfeife mit Schwebestoß. Hermann Langert, Hannover-Kleefeld, Fichtestr. 20. 7. 7. 13. L. 32 325.
- 37b. 562 233. Hohlziegel mit sternförmigen Löchern. Tonwerke Oberklinge G. m. b. H., Berlin. 13. 7. 12. T. 14 687.
- 37b. 562 278. Wandplatte aus Stein mit eingezähter Verzierung oder Inschrift. Stangenhäus & Co., Berlin. 20. 6. 13. St. 17 944.
- 37b. 562 280. Wandplatte aus Schiefer mit eingezähter Verzierung oder Inschrift. Stangenhäus & Co., Berlin. 20. 6. 13. St. 17 947.
- 37b. 562 324. Gewölbeeisen zum Gleichbetonieren und Unterbetonieren. Leo Brunnhuber, Augsburg, Ratdoltstr. 2. 11. 7. 13. B. 64 570.
- 37b. 562 425. Gipskörper mit schwalbenschwanzförmigen Nuten und Drahtgeflecht zur Aufnahme eines Verputzes. Hans Ryf, Sissach, Schweiz. 1. 4. 13. R. 35 570.
- 37c. 562 023. Firstziegel für Luftzirkulation mit Längskanälen, die in einen Querkanal münden. Carl Eckert, Kalau bei Cottbus. 4. 7. 13. E. 19 369.
- 37c. 562 350. Ventilations-Glasdachziegel. Alfred Hartmann und August Wenzel, Rumburg. 12. 6. 13. H. 61 431.
- 37c. 562 435. Verbundziegeln, bestehend aus der Platte des Biberschwanzes und dem Mönch des Klosterdaches. Hermann Martini, Sömmerda. 16. 6. 13. M. 46 791.
- 37d. 562 027. Befestigungswinkel für Türfutter und Fensterrahmen. Karl Dolch, Rüdersdorf, Mark. 7. 7. 13. D. 25 326.
- 37d. 562 433. Rolläden. Max Gorich, Köln-Bickendorf, Vitalisstr. 300. 9. 6. 13. G. 33 520.
- 37d. 562 474. Rostgitter. August Schultz, Berlin-Steglitz, Miquelstr. 12. 7. 7. 13. Sch. 48 931.
- 37d. 562 476. Schalldämpfer an Türen o. dgl. Hermann Wilck, Sondershausen. 7. 7. 13. W. 40 609.
- 37d. 562 477. Form zur Herstellung von Treppenstufen mit querdurchgehenden Kanälen. Friedrich Walker und Leo Milocco, Wannweil bei Reutlingen, Württ. 8. 7. 13. W. 40 605.
- 37d. 562 478. Parkettfußbodenbelag in Tafeln baufertig. Ferdinand Fischer, Tübingen. 9. 7. 13. F. 29 600.
- 37d. 562 487. Treppentrittstufe aus armiertem Beton mit eisernen Kantenschutzleisten. Robert Wangler, Mannheim, Alter Rangierbahnhof. 12. 7. 13. W. 40 641.
- 37e. 562 015. Baugerüstkette mit Greifklaue. Franz Pfeiffer, Desstedt, Kr. Braunschweig, und Hermann Gravenhorst, Barum, Kr. Wolfenbüttel. 30. 6. 13. G. 33 712.
- 37e. 562 320. Sicherheitstragbügel für Gerüste. Paul Stapelberg, Barmen, Westkottstr. 92. 10. 7. 13. St. 18 044.
- 37f. 562 064. Grabdenkmal in Verbindung mit Grab-einfassung aus einem Stück. Hans Jung, Iserlohn. 28. 5. 13. J. 14 092.
- 37f. 562 261. Grabhügel - Bedeckung mit Kreuz. Hermann Nagel, Duisburg, Waldstr. 35. 6. 6. 13. N. 13 249.
- 37f. 562 277. Grabstein mit eingezähter Verzierung oder Schrift. Stangenhäus & Co., Berlin. 20. 6. 13. St. 17 943.
- 37f. 562 279. Grabstein aus Schiefer mit eingezähter Verzierung oder Schrift. Stangenhäus & Co., Berlin. 20. 6. 13. St. 17 946.
- 37f. 562 315. An der Außenseite eines Hauses die Anordnung eines die Ableitung der Latrinengrube geschlossen haltenden lös-baren Organs. Julius Robert Dietrich, Rähnsherg 39c, und Johann Franz Baumgärtel, Seunestraße 48, Plauen - Haselbrunn. 10. 7. 13. D. 25 352.
- 37d. 553 893. Schaufensteranlage mit ausgenuteten aufrechten Schenkeln und oberem Querschlenkel. Cl. Steiner, Boppard. 12. 4. 13. St. 17 675.
- 37d. 553 895. Abdeckplatte zum Abdecken von Öffnungen bei Kellerfenstern, Kanälen und dergl. Heinr. Sahm & Söhne, Remscheid. 14. 4. 13. S. 30 096.
- 37d. 554 186. Fliegenfenster. Karl Koch, Ludwigsburg. 5. 5. 13. K. 58 0 8.
- 37d. 554 188. Markise. Carl Mumme & Co., Düsseldorf. 5. 5. 13. M. 46 308.
- 37d. 554 430. Vorrichtung zum Ausstellen von Roll-jalousien bzw. Rolläden bei geschlossenen Fenstern. Herm. W Becker, Hamburg, Bartelstr. 122. 25. 4. 13. B. 63 348.
- 37d. 554 434. Nach innen schlagendes Fenster. Friederich Schleede, Hamburg, Matthesonstraße 1. 18. 11. 11. Sch. 42 123.
- 37d. 554 470. Einfriedigungspfahl mit Einrichtung zum leichten An- und Ablegen der Drähte. Johannes Lange, Basadow, u. Oswald Kurr, Lauenburg, Elbe. 26. 4. 13. K. 57 914.
- 37d. 554 508. Wand- u. Deckenrosette für Gasleitungen. Paul Poncza, Troppau, Österreich-Schles. 8. 5. 13. P. 23 637.
- 37d. 554 535. Blumenkasten aus geformten Zement-betonstücken, die mittels zapfenartiger Verbindungen zu einem festen Ganzen vereinigt werden. Wilhelm Schild, Velbert, Rheinland. 21. 4. 13. Sch. 48 016.
- 37d. 554 531. Beton infriedigungsmauer mit zwischen Pfeilern angeordneten Gefachen, deren vertikale Enden in Falze gesetzt sind. E. Thomas, Schwerte a. d. R. 23. 4. 13. T. 15 712.
- 37e. 553 922. Verstellbarer Gewölbebogen. Karl Demmler, Freiburg i. B., Schwarzwaldstraße 75. 29. 4. 13. D. 24 932.
- 37e. 553 935. Gerüststaken. Paul Kühnold, Allstedt, S.-W.-E. 30. 4. 13. K. 57 970.
- 37e. 554 519. Mauerdübel für Gerüstträger. Emil Schärer, Zürich. 14. 9. 12. Sch. 45 444.
- 37e. 554 540. Vorrichtung zum Haken der Schalung für Betonbauten. August Walther, Leipzig, Petersstraße 26. 24. 4. 13. W. 39 890.
- 37f. 553 822. Schiebetor für zweischiffige Luftschiff-hallen, bestehend aus zwei in ihren Ebenen versetzten Torscheiben. J. Gollnow & Sohn, Stettin. 22. 4. 13. G. 33 147.
- 37a. 554 114. Gebäudewand aus Brettern, die in Abständen mit Holzleisten versehen sind und ein Drahtgitter mit Mörtelverputz tragen. Heinrich Stöckert, Plauen i. V. 20. 5. 12. St. 16 285.
- 37a. 554 181. Zur Verschalung von Decken dienende Platte. Otto Halbauer, Gauern bei Seelingstädt. 3. 5. 13. H. 60 865.
- 37a. 569 155. Wand aus Beton mit Eisengeflechteinlage. Johann Sternecker K. Forsters Nachf., Forchheim, Oberfranken. 16. 8. 13. St. 18 206.
- 37b. 569 066. Betonbalken zum Überspannen von Maueröffnungen mit verschließbarer Aussparung zur Aufnahme der Jalousie. Paul Fiedler, Chemnitz, Reichsstr. 23. 19. 8. 13. F. 29 881.
- 37b. 569 067. Betonbalken zum Überspannen von Mauer-öffnungen, mit Hohlraum zur Aufnahme der Jalousie. Paul Fiedler, Chemnitz, Reichsstr. 23. 19. 8. 13. F. 29 882.
- 37b. 569 070. Trägerkonstruktion für Betonbauten. Emil Reith und Paul Rolofs, Mettmann. 19. 8. 13. R. 36 841.

- 37b. 569 071. Trägerkonstruktion für Betonbauten. Emil Reith und Paul Rolofs, Mettmann. 19. 8. 13. R. 36 842.
- 37b. 569 072. Trägerkonstruktion für Betonbauten. Emil Reith und Paul Rolofs, Mettmann. 19. 8. 13. R. 36 843.
- 37b. 569 073. Trägerkonstruktion für Betonbauten. Emil Reith und Paul Rolofs, Mettmann. 19. 8. 13. R. 36 853.
- 37d. 569 096. Eisenbetonbohrer. Gebrüder Heller. Schmalkalden. 29. 8. 13. H. 62 582.
- 37d. 569 110. Beton-Zaunsäule. Kurt Seeliger, Bautzen 2. 9. 13. S. 31 285.
- 37c. 568 834. Innenform für die Herstellung von hohlen Betonwänden. Aktiebolaget Effektiv, Stockholm; Verr.: C. G. Gsell, Pat.-Anw., Berlin SW. 61. 14. 8. 13. A. 21 197.
- 37b. 571 144. Eisenbetoneinlage. Philipp Schermuly, Ludwigshafen a. R., Schillerstr. 51. 1. 9. 13. Sch. 49 582.
- 37b. 571 145. Wandplatte. Hermann Weber, Berlin, Schönfließstr. 21. 1. 9. 13. W. 41 144.
- 37b. 571 145. Eisenbetonbalken mit seitlichen Auflagern für Zementdielen. Georg Leonhardt, Freiberg i. S. 2. 9. 13. L. 32 794.
- 37b. 571 147. Eisenbetonbalken für Decken u. dergl. Louis Lugino, Berlin-Wilmersdorf, Wegenerstr. 13. 2. 9. 13. L. 32 803.
- 37b. 571 623. Betoneisen-Einlage. Laurentius & Co. G. m. b. H., Düsseldorf. 9. 8. 13. L. 32 591.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Das Materialprüfungswesen, unter besonderer Berücksichtigung der am Königl. Materialprüfungsamt zu Berlin-Lichterfelde üblichen Verfahren im Grundriß dargestellt. Von Professor Dr. F. W. Hinrichsen. Unter Mitwirkung von Prof. A. Martens, Prof. Bauer, Dr. Böttcher, H. Burchartz, Prof. Dalén, Dipl.-Ing. Deiß, Dipl.-Ing. Fiek, Prof. Dr. Heermann, Dr. Kedesdy, Prof. Dr. Marcusson, Prof. Memmler, Dr. Schwarz, Dipl.-Ing. Taczak, Dr.-Ing. Maffia. Mit 215 Textfiguren. Preis geh. 18 M. Verlag von Ferdinand Enke, Stuttgart.

Vor einigen Jahren ist bereits ein kleines Handbuch über das Materialprüfungswesen von dem Adjunkten der Königlichen Sächsischen Versuchsanstalt in Dresden, Wawrzyniok, erschienen, welches sich aber nur mit dem Materialprüfungswesen für Maschinen- und Bauingenieure befaßte und auch mehr diejenigen Methoden besprach, welche an der Sächsischen Versuchsanstalt üblich sind.

Das neue von Prof. Hinrichsen herausgegebene Werk ist ein Handbuch für das gesamte Materialprüfungswesen, in welchem auch chemische Fragen aufgenommen sind und in welchem besonders diejenigen Prüfungsverfahren dargestellt werden, welche sich im Kgl. Materialprüfungsamt in Berlin-Lichterfelde auf Grund längerer Erfahrungen bewährt haben. Daß das Werk nur die Hauptzüge der verschiedenen Verfahren wiedergibt, ohne zu sehr in die Details einzugehen, ist ein Vorzug, welcher ihm sehr zu statten kommen wird. Es wird so jedem Techniker gestatten, sich in die Materien einzuarbeiten, ohne sich zu sehr mit den Einzelheiten zu befassen, wie sie für denjenigen notwendig sind, der sich das Materialprüfungswesen zum Spezialfach wählt.

Das Buch enthält einen allgemeinen und einen speziellen Teil. Der allgemeine Teil bespricht die Organisation von Materialprüfungsämtern und bezieht sich dabei in erster Linie auf das Materialprüfungsamt in Berlin-Lichterfelde.

In dem speziellen Teile sind folgende Abschnitte enthalten: Die Prüfung der Metalle, die Materialprüfungs-

maschinen und Meßapparate, die Metallographie und die chemische Prüfung der Metalle und der Erze. Ferner behandelt ein Kapitel die Prüfung der Anstrichfarben und besonders eingehend ist das Kapitel über Baumaterialien, weiter wird die Papier- und Tintenprüfung, die Prüfung der Materialien der Textilindustrie, Brennstoffe, Wasser, Fette und Öle, Kautschuk und Leder und in einem Schlußkapitel die Prüfung der Sprengstoffe besprochen.

Es kann nicht Aufgabe dieser Besprechung sein, auf die Einzelheiten einzugehen. Die Inhaltsangabe zeigt, wie reichhaltig das Buch ausgestattet ist. Die Namen der Mitarbeiter, welche im Materialprüfungsamt in Lichterfelde tätig sind, bürgen dafür, daß die dort üblichen Methoden richtig dargestellt werden.

Das neue Handbuch des Materialprüfungswesens ist jedenfalls als eine Bereicherung jeder technischen Bibliothek anzusehen. E. P.

Eisen im Hochbau, Ein Taschenbuch mit Zeichnungen, Tabellen und Angaben über die Verwendung von Eisen im Hochbau. IV. Auflage. Verlag von Julius Springer, Berlin 1913. Geb. 3 M.

Das Bedürfnis für das Erscheinen einer neuen Auflage, die vierte in dem Zeitraum von 3 Jahren, ist ein Beweis für die Anerkennung, die das Taschenbuch überall gefunden hat.

Der Zweck des Buches, dem ausführenden Architekten und Ingenieur ein Hilfsmittel an die Hand zu geben, um ihm alle denkbare Erleichterung bei der Verwendung des Eisens, insbesondere für Zwecke des gewöhnlichen Hochbaues, zu bieten, ist der gleiche geblieben, die in dem Buch gebotenen Mittel sind dagegen in dieser Neuauflage wesentlich vermehrt und verbessert worden.

Einzelne Abschnitte haben eine sorgfältige Überarbeitung erfahren, die hauptsächlich in gewiß willkommenen Ergänzungen der früheren Zusammenstellungen, in gänzlich neu berechneten Tabellen zum Ausdruck kommen.

Der schon in der letzten Auflage gemachte Versuch, die im Hochbau häufig wiederkehrenden Konstruktionen zu normalisieren, ist in der Neuauflage weiter ausgebaut worden, dabei hat man bei allen Anlagen im Auge behalten, nur solche Abmessungen zu wählen, wie sie als Normdimensionen von den meisten Konstrukteuren oder Händlern auf Lager gehalten werden.

Lehrbuch des Hochbaues. Herausgegeben von Esselborn. Zweite, stark vermehrte Auflage. Mit über 2500 Abbildungen und ausführlichem Sachregister. Erster Band: Steinkonstruktionen und Grundbau. Holzkonstruktionen. Eisenkonstruktionen, Eisenbetonkonstruktionen. Veranschlagen. Bauführung, Beleuchtungs-, Heizungs- und andere Anlagen. Bearbeitet von E. Beutinger, B. Kossmann, G. Rüh, H. Steinberger. R. Weder. Verlag Wilhelm Engelmann, Leipzig 1913. Preis geh. 36 M., in Leinen geb. 37 M.

Das vorliegende Buch bildet mit den bereits erschienenen Bänden ein wertvolles Werk sowohl für den Lernenden an den Hoch- und Mittelschulen, als auch für diejenigen, welche bereits praktisch tätig sind. Das übersichtliche Sachverzeichnis gestattet ein bequemes Handhaben des Buches, dessen Inhalt in 7 Kapitel eingeteilt ist. Je ein Kapitel ist gewidmet den Steinkonstruktionen und dem Grundbau, den Holz-, Eisen- und Eisenbetonkonstruktionen.

Der Verfasser bespricht die Eigenschaften der Baumaterialien, behandelt dann einzelne Bauglieder und deren Verbindungen untereinander. Diese Erläuterungen sind noch durch Tabellen und Berechnungsgrundlagen vervollständigt. Die durchgerechneten Beispiele zeigen dem Leser einen brauchbaren Weg für die Erledigung seiner prak-

tischen Aufgaben. Die Zeichnungen und Bilder sind gute Anhaltspunkte für den Entwerfenden und Ausführenden. Beim Kapitel „Holzkonstruktionen“ ist besonders zu erwähnen der Abschnitt über deren Berechnungsweise und die verschiedenen Neuerungen im Holzbau.

In Kapitel IV „Eisenbetonkonstruktionen“ sind zwar die Schubspannungen berücksichtigt, doch sind die eingefügten Zeichnungen zum Teil nicht richtig gewählt. Ob man beim heutigen Stand des Eisenbetonbaues noch von Bügelberechnung und Haftspannung reden kann, soll hier nicht weiter erörtert werden.

Das V. Kapitel „Veranschlagen“ enthält ausführliche Erläuterungen über Berechnung und Verdingungswesen. Angefügt ist noch eine Zusammenstellung von Einheitspreisen nach verschiedenen Gesichtspunkten an mehreren ausgeführten Bauwerken. Dieses Kapitel schließt mit einem in allen Teilen durchgeführten Kostenanschlag zu einem Landhaus. Im folgenden Kapitel VII werden behandelt: die Bauführung einschließlich der Vorarbeiten auf der Baustelle. Einbezogen sind die Abrechnungsarbeiten, die Konstruktionsanordnungen zum Schutz der Bauarbeiten und die Vertragsbedingungen.

Das letzte Kapitel VII „Beleuchtungs-, Heizungs- und andere Anlagen“ enthält Angaben über Licht- und Kraftleitungen für Gas und Elektrizität. Die verschiedenen Heizungssysteme, Lüftungsanlagen und Blitzableiter sind dem Zwecke des Buches entsprechend behandelt. Ostertag.

Kühl, Zement- und Mörteltechnische Studien.

Verlag der „Tonindustrie-Zeitung“ G. m. b. H.
Berlin NW 21, Dreysestr. 4. Preis gebunden 5 M.

Ein Reihe Arbeiten beschäftigt sich mit den Rohstoffen der Zementherzeugung. Bekanntlich hat Kühl den Schwerpunkt seiner bisherigen Forscherarbeit auf das ungeheuer wichtige Gebiet der Raumbeständigkeit der Zemente gelegt. So finden wir hier seine seinerzeit lebhaft besprochenen Arbeiten über Kalk- und Gipstreiben, über die Kochprobe, über beschleunigte Raumbeständigkeitsproben, über den hydraulischen Modul und andere mehr. Ferner gehört die Schlackenfrage zu den Steckenpferden des Verfassers, der zu den besten Kennern des Eisenportlandzementes und der Hochofenschlacke zählt. Mit besonderer Liebe hat Kühl die Ofenüberwachung durch die Gasanalyse gepflegt. Die Zementindustrie dankt ihm manche Anregung auf diesem Sondergebiete. Eine dritte Gruppe von Veröffentlichungen ist der Bewertung und Behandlung des Zementes und der mit ihm hergestellten Arbeiten gewidmet.

Der VI. Kongreß des Internationalen Verbandes für die Materialprüfungen der Technik. Abgehalten in New York in der Zeit vom 3.—7. September 1912. I. Abschnitt: Rückblick, Organisation des Kongresses, Erste und zweite Vollversammlung. Berichte über Metalle und die Verhandlungen der Sektion A. II. Abschnitt: Berichte über Zemente, Steine, Beton, Eisenbeton und über Diverses. Verhandlungen der Sektionen B und C. (Aus den „Mitteilungen des Internationalen Verbandes für die Materialprüfungen der Technik“.) Herausgegeben vom Internationalen Verbands für die Materialprüfungen der Technik, Generalsekretariat, Wien II., Nordbahnstr. 50, Kommissionsverlag Julius Springer, Berlin und M. O. Wolff, St. Petersburg. Einzelne Hefte der „Mitteilungen“ M. 2,— bis M. 4,—, die kompletten 2 Kongreßbände geh. M. 25,—.

Wer einen genauen Überblick über die Verhandlungen des letzten Internationalen Materialprüfungskongresses und ein Bild von den Fortschritten der Versuchsforschung gewinnen will, wird dies an der Hand der beiden dickbändigen Berichte über den letzten Kongreß tun können. Es würde zu weit führen, auch nur annähernd über den reichhaltigen Inhalt einiges mitzuteilen. Jedem Techniker aber, der an seiner und anderer wissenschaftlichen vervollkommnung arbeitet, wird dieser Bericht ein unentbehrliches Nachschlagewerk sein.

Der Bericht, der auch für Nichtmitglieder zugänglich ist, ist sehr sorgfältig zusammengestellt. Die Ausstattung des Werkes ist einwandfrei. Als besonders erfreulich ist die rasche Herausgabe des Berichtes unter der tatkräftigen Leitung des Generalsekretärs des Verbandes, Reitler, hervorzuheben.

Baumaschinen für die Praxis des Tief- und Hochbaues. Von S. Deutsch, Professor. Mit 1 Tafel und 238 Figuren. Buchhandlung Paul Neubner, Köln a. Rh. Preis geb. M. 5.—.

Das Buch dient dem modernen Baubetrieb, der heute kaum noch ohne Maschinen durchgeführt wird. 238 Figuren zeigen die z. Zt. wichtigsten Typen, deren Anwendung, Behandlung und Leistung durch kurzgefaßte Texterklärungen gekennzeichnet wird. Behandelt sind: Maschinenelemente, Hebezeuge, Bagger, Pumpen, Rammen und Kreissägen, Lokomobile, Straßenwalzen, Dampfkessel, Dampf-, Mörtel- und Betonbereitungs- und Sandwaschmaschinen, der Arbeitszug, Eisenbahnbetriebsmittel, Lokomotiven, Drahtseilbahnen, Windmotoren, Tiefbohrung, Wasserkraft- und Gesteinsbohrmaschinen, Niet- und Stampfapparate, das Schweißverfahren, Sandstrahlgebläse und Taucherarbeiten — ein reicher Inhalt, der den vielseitigen Zweck des Buches erkennen läßt.

NEUE BÜCHER.

(Besprechung vorbehalten.)

Ing. Joh. Hallinger. Aufstellung liegender Wasserturbinen für Gefälle von 3—30 m. Jos. E. Huber, Verlagsanstalt, Diessen vor München. 1913.

Dr.-Ing. S. Löschner. Balkenbrücken als räumliche Gebilde. Beitrag mit besonderer Berücksichtigung der Förderbrücken. A. Ziemsen Verlag, Wittenberg (Bz. Halle) 1913. Preis brosch. M. 8,—, geb. M. 9,—.

Dr.-Ing. Hans Nitzsche. Bauführung und Veranschlagen bei Ingenieurbauten. Ein Leitaden für Studium und Praxis. Verlag von H. A. Ludwig Degener, Leipzig 1913. Preis kart. M. 3,40.

Lutze. Leitaden der Eisenbahnhochbauten. Mit 108 Abbildungen. Verlag von H. A. Ludwig Degener, Leipzig. Preis M. 1,30.

Dipl.-Ing. Joh. Hentze. Der Wasserbau. Nebst dem Wichtigsten aus dem Gebiete des Meliorationswesens von Dipl.-Ing. H. Koller. Mit 358 Abbildungen im Text und 3 farbigen Tafeln. Verlag von H. A. Ludw. Degener, Leipzig. Preis M. 5,—.

Dipl.-Ing. E. Haimovici. Querschnittsdimensionierung und Spannungsermittlung für Eisenbetonkonstruktionen. Zweite vermehrte und verbesserte Auflage. Verlag von H. A. Ludwig Degener, Leipzig. Preis M. 3,—.

Keller, Otto. Bautechnisches Taschenbuch. Zweite vermehrte Auflage. Verlag von H. A. Ludw. Degener, Leipzig. Preis M. 4,—.

Den Verfassern größerer Originalbeiträge stehen je nach deren Umfang bis zu 10 Exemplaren des betr. vollständigen Heftes kostenfrei zur Verfügung, wenn bei Einreichung des Manuskriptes ein entsprechender Wunsch mitgeteilt wird. Sonderabdrücke werden nur bei rechtzeitiger Bestellung und gegen Erstattung der Kosten geliefert.